

DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EM ZONA DE SISMICIDADE MODERADA

LUÍS ANDRÉ CORREIA PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmã

A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Xavier Romão, pela dedicação e ajuda ao longo da elaboração deste trabalho.

Aos meus pais e irmã, pelo incentivo e pela motivação com que acompanharam a realização deste curso.

A toda a minha família pelos valores transmitidos.

Aos meus colegas e amigos que me acompanharam neste percurso e com quem partilhei muitas horas de trabalho e diversão.

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo a conceção, dimensionamento e pormenorização de uma estrutura em betão armado numa zona sísmica através das prescrições regulamentares da parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1), e a sua posterior verificação de segurança pela parte 3 do mesmo (EC8-3). Uma vez que o EC8-1 diz respeito à construção de edifícios novos e o EC8-3 à verificação de segurança e reforço estrutural de estruturas existentes.

Assim, a dissertação está dividida em duas partes, referindo-se numa primeira instância ao EC8-1 e posteriormente ao EC8-3.

Utilizou-se o programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis no que concerne à modelação.

A estrutura foi dimensionada pelo método de análise linear com forças equivalentes horizontais, designado método das forças laterais, através do EC8-1, e a sua adequabilidade para a análise de segurança foi posteriormente estudada pelos rácios entre a exigência e a capacidade, através dos pressupostos inerentes ao EC8-3, rácios estes realizados em termos de momentos assim como de rotações de corda.

Foram dimensionadas e verificadas duas estruturas: uma estrutura de baixa ductilidade e outra estrutura de média ductilidade. A análise da segurança foi verificada para os 3 estados limites impostos pelo EC8-3, sendo eles: o estado limite de limitação de danos (DL), o estado limite de danos severos (SD) e o estado limite de colapso iminente (NC). Esta análise foi realizada, como imposto, em termos de deformações para elementos dúcteis e em termos de resistência para elementos frágeis, e usando duas rigidezes: a rigidez imposta pelo EC8-1, que considera os efeitos de fendilhação, e para a rigidez calculada pelo EC8-3.

O presente trabalho pretende tirar ilações acerca da coordenação entre as duas partes do EC8.

PALAVRAS-CHAVE: ação sísmica, análise elástica linear, eurocódigo 8, dimensionamento estrutural, estruturas existentes.

ABSTRACT

The following dissertation's objectives are the conception, design, and detailing of a reinforced concrete structure in a seismic area through the regulatory indications contained in part 1 of Eurocode 8 (EC8-1), followed by a safety verification using part 3 of the same Eurocode (EC8-3), since EC8-1 refers to the construction of new buildings and EC8-3 to the safety verification and structural strengthening of existing structures.

As such, the dissertation is divided in two parts, the first one referring to EC8-1 and the second to EC8-3.

The structural analysis software Autodesk Robot Structural Analysis was used for the modeling of the structure.

The structure was designed using a linear analysis method with equivalent horizontal forces, also called the lateral force method according to EC8-1, and its suitability for a safety analysis was studied afterwards by the ratios between demand and capacity, through the inherent assumptions of the EC8, with those ratios being materialized in terms of bending moments as well as chord rotations.

Two structures were considered for design and verification: a low ductility structure and an average ductility one. The safety verifications were done for the 3 Limit States imposed by the EC8-3, which are: the Damage Limitation Limit State (DL), the Significant Damage Limit State (SD) and the Near Collapse Limit State (NC). This analysis was done, as imposed, in terms of deformations for ductile elements and resistance for fragile elements, and using two stiffnesses: according to EC8-1, which considers the effects of cracking, and according to EC8-3.

This dissertation aims to reach conclusions regarding the coordination between both parts of the EC8.

KEYWORDS: seismic action, linear elastic analysis, eurocode 8; structural design, existing structures

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO TRABALHO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. EUROCÓDIGO 8 – PARTE 1	3
2.1. CAMPO DE APLICAÇÃO E REQUISITOS FUNDAMENTAIS	3
2.2. CONDIÇÕES DO TERRENO E AÇÃO SÍSMICA	4
2.2.1. IDENTIFICAÇÃO DOS TIPOS DE TERRENO	4
2.2.2. ZONAS SÍSMICAS	4
2.2.3. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	5
2.3. CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS RESISTENTES AOS SISMOS	6
2.3.1 PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO	6
2.3.2 CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL	7
2.3.2.1 Critérios de regularidade em planta	7
2.3.2.2 Critérios de regularidade em altura	8
2.3.3. CLASSES DE IMPORTÂNCIA E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA	9
2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL	9
2.4.1. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DAS COMPONENTES DA AÇÃO SÍSMICA	11
2.4.2. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS	11
2.5. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	11
2.5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	12
2.5.1.1 Condições de resistência	12
2.5.1.2 Condições de ductilidade global e local	12
2.5.1.3. Condições de equilíbrio	13
2.5.1.4 Resistência dos diafragmas horizontais	13
2.5.1.5 Resistência das fundações	13

2.5.1.6 Condição de Junta Sísmica.....	14
2.5.2. LIMITAÇÃO DE DANOS	14
2.6. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	14
2.6.1. CLASSES DE DUCTILIDADE E CAPACIDADE DE DISSIPACÃO DE ENERGIA	15
2.6.2 TIPO DE ESTRUTURA E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	15
2.6.3. REGRA DE CÁLCULO PELA CAPACIDADE REAL	17
2.7 PROJETO PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE MÉDIA (DCM)	17
2.7.1 REQUISITOS RELATIVOS AOS MATERIAIS	17
2.7.2 RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS	17
2.7.2.1 Vigas.....	18
2.7.2.2 Pilares	18
2.7.3 ESFORÇOS DE CÁLCULO	18
2.7.3.1. Esforços transversos em Vigas / Cálculo pela capacidade real	18
2.7.3.2. Esforços transversos em pilares / Cálculo pela capacidade real.....	19
2.7.4 VERIFICAÇÕES EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	20
2.7.4.1 Vigas.....	20
2.7.4.2 Pilares	22
 3. EUROCÓDIGO 8 – PARTE 3	25
3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO	25
3.1.1. ESTADOS LIMITE	25
3.1.2. NÍVEL DE CONHECIMENTO	26
3.1.2.1. KL1 – Nível de Conhecimento Limitado – Breve Descrição	29
3.1.2.2. KL2 – Nível de Conhecimento Normal – Breve Descrição	29
3.1.2.3. KL3 – Nível de Conhecimento Total – Breve Descrição.....	29
3.1.2.4. Definição dos níveis de inspeção e ensaios	30
3.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA	30
3.3. MODELOS DE CAPACIDADE PARA AVALIAÇÃO	31
3.3.1. INTRODUÇÃO	31
3.3.2. ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS À FLEXÃO SIMPLES OU COMPOSTA.....	31
3.3.2.1. Estado Limite de Limitação de Danos.....	31
3.3.2.2. Estado Limite de Colapso Iminente	32

3.3.2.3. Estado Limite de Danos Severos	32
3.3.3. ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SUJEITO AO ESFORÇO TRANSVERSO	33
4. CASO DE ESTUDO	35
4.1. GENERALIDADES	35
4.2. MATERIAIS	36
4.2.1. BETÃO	36
4.2.2. AÇO	36
4.3. AÇÕES	36
4.3.1. CARGAS PERMANENTES	36
4.3.1.1. Piso Tipo	36
4.3.1.2. Piso Cobertura	37
4.3.2. SOBRECARGAS	37
4.3.2.1. Piso Tipo	37
4.3.2.2. Piso Cobertura	37
4.3.3. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES	37
4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	38
4.4.1 VIGAS	38
4.4.2. PILARES	39
4.4.3. LAJES	40
4.4.4. FUNDAÇÃO	40
4.5. MODELAÇÃO	40
4.6. REGULARIDADE EM PLANTA / ALTURA	41
4.6.1. PLANTA	41
4.6.2. ALTURA	42
4.6.3. APLICABILIDADE DO MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS	42
4.7. ANÁLISE SÍSMICA-BAIXA DUCTILIDADE	42
4.7.1. ZONA DO TERRITÓRIO / TIPO DE TERRENO	42
4.7.2. ESPECTRO DE CÁLCULO	42
4.7.2.1. Cálculo do período de vibração / Método de Rayleigh	43
4.7.2.2. Gráfico do espectro de cálculo e avaliação do tipo de ação sísmica condicionante	46
4.7.3. FORÇA DE CORTE BASAL	47
4.7.4. MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS	47

4.7.5. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO.....	48
4.7.6. EFEITOS DE 2ª ORDEM	49
4.7.7. LIMITAÇÃO DE DANOS.....	50
4.8. ANÁLISE SÍSMICA - MÉDIA DUCTILIDADE	50
4.8.1. ZONA DO TERRITÓRIO / TIPO DE TERRENO.....	50
4.8.2. ESPECTRO DE CÁLCULO / COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	51
4.8.2.1. Cálculo do período de vibração / Método de Rayleigh	51
4.8.2.2. Gráfico do espectro de cálculo e avaliação do tipo condicionante	54
4.8.3. FORÇA DE CORTE BASAL	55
4.8.4. MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS	55
4.8.5. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO.....	55
4.8.6. EFEITOS DE 2ª ORDEM	56
4.8.7. LIMITAÇÃO DE DANOS.....	57
4.9. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE	57
4.9.1. AÇÕES/COMBINAÇÕES DE AÇÕES/ESFORÇOS	57
4.9.2. VIGAS.....	59
4.9.2.1. Considerações gerais e esforços de dimensionamento	59
4.9.2.2. Dimensões das vigas e cálculo do banzo efetivo	61
4.9.2.3. Armaduras longitudinais	63
4.9.2.4. Taxas de armaduras máximas e mínimas	64
4.9.3. PILARES.....	65
4.9.3.1. Considerações gerais e esforços de dimensionamento	65
4.9.3.2. Dimensões dos pilares	67
4.9.3.3. Armaduras Longitudinais	67
4.9.3.4. Taxas de armadura mínima e máxima	68
4.9.3.5. Armadura transversal.....	68
4.10. DIMENSIONAMENTO MÉDIA DUCTILIDADE	69
4.10.1. AÇÕES/ COMBINAÇÕES DE AÇÕES/ESFORÇOS	69
4.10.2. VIGAS.....	70
4.10.2.1. Considerações gerais e esforços de dimensionamento	70
4.10.2.2. Dimensões das vigas	71
4.10.2.3. Armaduras longitudinais	71
4.10.2.4. Armadura transversal.....	72

4.10.3. PILARES.....	73
4.10.3.1. Armaduras longitudinais.....	73
4.10.3.2. Armaduras transversais	75
4.10.4. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS / VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	77
4.10.4.1 Restrições geométricas das vigas	77
4.10.4.2. Verificações segurança nas vigas e disposições construtivas	77
4.10.4.3. Verificações de segurança nos pilares e disposição construtivas	78

5. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA NO CONTEXTO DO EC8-3	83
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	83
5.2. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA DAS ESTRUTURAS DE RIGIDEZ CALCULADA PELO EC8-3.....	84
5.2.1. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE	84
5.2.2. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE.....	85
5.3. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA PARA OS 3 ESTADOS LIMITES IMPOSTOS PELO EC8-3.....	86
5.3.1. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE	87
5.3.1.1. Estado limite de limitação de danos (DL).....	87
5.3.1.2. Estado limite de danos severos (SD).....	88
5.3.1.3. Estado limite de colapso iminente (NC)	89
5.3.2. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE.....	90
5.3.2.1. Estado limite de limitação de danos (DL).....	90
5.3.2.2. Estado limite de danos severos (SD).....	91
5.3.2.3. Estado limite de colapso iminente (NC)	92
5.4. AVALIAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR	93
5.4.1. GENERALIDADES	93
5.4.2. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE DL.....	94
5.4.3. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE SD	95
5.4.4. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE NC	96
5.4.5. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE DL.....	98
5.4.6. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE SD	99
5.4.7. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE NC	100

5.4.8. RESUMO DA ANÁLISE DA ADMISSIBILIDADE DO METODO DAS FORÇAS LATERAIS	102
5.5. ANÁLISE DA SEGURANÇA SÍSMICA PARA MECANISMOS DÚCTEIS	102
5.5.1. ROTAÇÃO DA CORDA DE CEDÊNCIA.....	102
5.5.2. ROTAÇÃO DA CORDA ÚLTIMA	103
5.5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA ESTADO LIMITE DE LIMITAÇÃO DE DANOS	104
5.5.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA ESTADO LIMITE DE DANOS SEVEROS	105
5.5.5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA ESTADO LIMITE DE COLAPSO IMINENTE.....	107
5.6. ANÁLISE DA SEGURANÇA SÍSMICA PARA MECANISMOS FRÁGEIS	108
5.6.1. RESISTÊNCIA AO CORTE	108
5.6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA O ESTADO LIMITE DE COLAPSO IMINENTE	111
 6. CONCLUSÃO	 115
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Zonas Sísmicas 1	4
Fig.2 – Capacidade real das Vigas	19
Fig.3 – Capacidade real dos Pilares	20
Fig.4 – Largura efetiva do banzo.....	21
Fig.5 – Armadura transversal/Zona Crítica	22
Fig.6 – Confinamento do núcleo de betão	24
Fig.7 – Planta do caso de estudo.....	35
Fig.8 – Tipologia dos Pilares	39
Fig.9 – Edifício Modelado	41
Fig.10 – Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção x (baixa ductilidade)	44
Fig.11 – Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção y (baixa ductilidade)	44
Fig.12 – Forças Mássicas direção x (baixa ductilidade)	45
Fig.13 – Forças Mássicas direção y (baixa ductilidade)	45
Fig.14 – Espectro de cálculo ação sísmica (baixa ductilidade)	47
Fig.15 – Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção x (média ductilidade)	52
Fig.16 – Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção y (média ductilidade)	52
Fig.17 – Forças mássicas segundo a direção x (média ductilidade)	53
Fig.18 – Forças mássicas segundo a direção y (média ductilidade)	53
Fig.19 – Espectro de cálculo ação sísmica (média ductilidade)	54
Fig.20 – Forças sísmicas na direção x introduzidas no programa de cálculo automático (baixa ductilidade)	58
Fig.21 – Forças sísmicas na direção y introduzidas no programa de cálculo automático (baixa ductilidade)	58
Fig.22 – Definição de $l_{crítico}$, para o cálculo da largura efetiva do banzo	62
Fig.23 – Parâmetros para a definição da largura efetiva do banzo	62
Fig.24 – Forças sísmicas introduzidas no programa de cálculo automático na direção x (média ductilidade)	69
Fig.25 – Forças sísmicas introduzidas no programa de cálculo automático na direção y (média ductilidade)	69
Fig.26 – Verificação do correto dimensionamento do PB5_0-1 e do PC5_0-1	81
Fig.27 – Verificação do correto dimensionamento do PB1_0-1 e do PC1_0-1	81
Fig.28 – Espectro de resposta elástica da ação sísmica para o estado limite de DL (baixa ductilidade).....	87
Fig.29 – Espectro de resposta elástico da ação sísmica para o estado limite de SD (baixa ductilidade).....	88

Fig.30 – Espectro de resposta elástica da ação sísmica para o estado limite de NC (baixa ductilidade)	89
Fig.31 – D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite DL (baixa ductilidade)	94
Fig.32 – D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite DL (baixa ductilidade)	95
Fig.33 – D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite SD (baixa ductilidade)	95
Fig.34 – D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite SD (baixa ductilidade)	96
Fig.35 – D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite NC (baixa ductilidade)	97
Fig.36 – D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite NC (baixa ductilidade)	97
Fig.37 – D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite DL (média ductilidade)	98
Fig.38 – D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite DL (média ductilidade)	99
Fig.39 – D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite SD (média ductilidade)	100
Fig.40 – D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite SD (média ductilidade)	100
Fig.41 – D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite NC (média ductilidade)	101
Fig.42 – D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite NC (média ductilidade)	101
Fig.43 – Verificação de segurança para o estado limite de DL (baixa ductilidade)	104
Fig.44 – Verificação de segurança para o estado limite de DL (média ductilidade)	105
Fig.45 – Verificação de segurança para o estado limite de SD (baixa ductilidade)	106
Fig.46 – Verificação de segurança para o estado limite de SD (média ductilidade)	106
Fig.47 – Verificação de segurança para o estado limite de NC (baixa ductilidade)	107
Fig.48 – Verificação de segurança para o estado limite de NC (média ductilidade)	108
Fig.49 – Verificação da segurança ao corte (baixa ductilidade)	112
Fig.50 – Verificação da segurança ao corte (média ductilidade)	112

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Zonas Sísmicas e a_{gR} correspondentes	5
Tabela 2 – Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico	7
Tabela 3 – Edificado/Classe Importância.....	9
Tabela 4 – Classe importância/Tipo Sismo 1.....	9
Tabela 5 – Coeficientes de redução	14
Tabela 6 – Sistema Estrutural/Ductilidade	16
Tabela 7 – Estado Limite/Período de Retorno	26
Tabela 8 – Nível de conhecimento/Parâmetros definidores	28
Tabela 9 – Requisitos mínimos para inspeção e ensaios.....	30
Tabela 10 – Propriedades do betão 1	36
Tabela 11 – Propriedades do aço	36
Tabela 12 – Coeficientes Parciais.....	37
Tabela 13 – Dimensões adotadas no pré-dimensionamento	40
Tabela 14 – Parâmetros definidores Tipo 1	42
Tabela 15 – Parâmetros definidores Tipo 2	43
Tabela 16 – Valores utilizados pelo Método de Rayleigh (baixa ductilidade).....	46
Tabela 17 – Força de Corte Basal (baixa ductilidade)	47
Tabela 18 – Método das Forças Laterais (baixa ductilidade)	48
Tabela 19 – Efeitos acidentais de torção / Método presente na secção 4.3.3.2.2 do EC8-1 (baixa ductilidade)	49
Tabela 20 – Coeficientes δ	49
Tabela 21 – Cálculo dos Deslocamentos (baixa ductilidade)	49
Tabela 22 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem (baixa ductilidade)	50
Tabela 23 – Verificação da Limitação de Danos (baixa ductilidade)	50
Tabela 24 – Parâmetros definidos pela localização da zona de estudo.....	51
Tabela 25 – Valores obtidos pelo Método de Rayleigh (média ductilidade)	54
Tabela 26 – Força de Corte Basal (média ductilidade).....	55
Tabela 27 – Método das Forças Laterais (média ductilidade)	55
Tabela 28 – Efeitos acidentais de torção / Método presente na secção 4.3.3.2.2 do EC8-1 (média ductilidade)	56
Tabela 29 – Cálculo dos Deslocamentos (média ductilidade)	56
Tabela 30 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem (média ductilidade).....	56

Tabela 31 – Verificação Limitação de Danos (média ductilidade)	57
Tabela 32 – Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica	59
Tabela 33 – Esforços com torção devidos às forças sísmicas (baixa ductilidade)	60
Tabela 34 – Esforços devido à combinação quase permanente/combinação fundamental (baixa ductilidade)	61
Tabela 35 – Esforços finais de dimensionamento vigas (baixa ductilidade)	61
Tabela 36 – Dimensões das vigas (baixa ductilidade)	62
Tabela 37 – Armadura longitudinal superior nas vigas (baixa ductilidade)	63
Tabela 38 – Armadura inferior longitudinal nas vigas (baixa ductilidade)	63
Tabela 39 – Taxas de armadura longitudinal das vigas (baixa ductilidade)	64
Tabela 40 – Parâmetros usados para cálculo da armadura transversal das vigas (baixa ductilidade)	65
Tabela 41 – Armaduras transversais Vigas (baixa ductilidade)	65
Tabela 42 – Esforços com torção devido às forças sísmicas	66
Tabela 43 – Esforços para a combinação fundamental/quase permanente	66
Tabela 44 – Esforços finais de dimensionamento de pilares (baixa ductilidade)	67
Tabela 45 – Dimensões dos pilares (baixa ductilidade)	67
Tabela 46 – Armaduras Longitudinais Pilares (baixa ductilidade)	67
Tabela 47 – Comprimento das taxas de armadura longitudinais	68
Tabela 48 – Parâmetros usados para cálculo da armadura transversal dos pilares (baixa ductilidade)	68
Tabela 49 – Armaduras transversais de pilares (baixa ductilidade)	68
Tabela 50 – Esforços com torção devido às forças sísmicas (média ductilidade)	70
Tabela 51 – Esforços devidos à combinação quase permanente/combinação fundamental (média ductilidade)	70
Tabela 52 – Esforços de dimensionamento das vigas (média ductilidade)	71
Tabela 53 – Dimensões das vigas (média ductilidade)	71
Tabela 54 – Armadura longitudinal superior (média ductilidade)	71
Tabela 55 – Armadura longitudinal inferior (média ductilidade)	71
Tabela 56 – Taxas de armadura (média ductilidade)	72
Tabela 57 – Momento Resistente das armaduras longitudinais	72
Tabela 58 – Parâmetros de cálculo das armaduras transversais vigas (média ductilidade)	72
Tabela 59 – Armaduras transversais vigas (média ductilidade)	73
Tabela 60 – Armaduras transversais - zonas críticas - vigas	73
Tabela 61 – Momento resistentes das vigas para dimensionamento dos pilares	73
Tabela 62 – Dimensões dos pilares (média ductilidade)	74

Tabela 63 – Armadura longitudinal por face na direção x	74
Tabela 64 – Armadura longitudinal por face na direção y	75
Tabela 65 – Armaduras longitudinais totais e respetivas taxas de armaduras	75
Tabela 66 – Cálculo do esforço transverso pela capacidade real	76
Tabela 67 – Parâmetros de cálculo da armadura transversal pilares (média ductilidade)	76
Tabela 68 – Armaduras transversais de pilares (média ductilidade)	76
Tabela 69 – Armaduras transversais – zonas críticas - pilares	77
Tabela 70 – Verificações das restrições geométricas.....	77
Tabela 71 – Verificação das taxas de armadura.....	77
Tabela 72 – Espaçamento das armaduras de confinamento das vigas	78
Tabela 73 – Zonas críticas e taxas de armadura.....	78
Tabela 74 – Cálculo do coeficiente de eficácia de confinamento	78
Tabela 75 – Verificação de segurança relativa ao confinamento do núcleo	79
Tabela 76 – Espaçamento das armaduras de confinamento dos pilares	79
Tabela 77 – Verificação da flexão biaxial.....	80
Tabela 78 – Rigidez calculada pelo EC8-3 (estrutura de baixa ductilidade)	84
Tabela 79 – Rigidez calculada pelo EC8-3 (estrutura de média ductilidade)	84
Tabela 80 – Parâmetros utilizados pelo método de Rayleigh e frequência fundamental (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)	85
Tabela 81 – Parâmetros utilizados pelo método de Rayleigh e frequência fundamental (rigidez EC8-3/média ductilidade)	86
Tabela 82 – Coeficientes multiplicativos da ação sísmica.....	87
Tabela 83 – Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-1/baixa ductilidade)	88
Tabela 84 – Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)	88
Tabela 85 – Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-1/baixa ductilidade)	89
Tabela 86 – Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)	89
Tabela 87 – Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-1/baixa ductilidade)	90
Tabela 88 – Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)	90
Tabela 89 – Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-1/média ductilidade).....	91
Tabela 90 – Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-3/média ductilidade).....	91
Tabela 91 – Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-1/média ductilidade)	91
Tabela 92 – Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-3/média ductilidade)	92
Tabela 93 – Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-1/média ductilidade)	92
Tabela 94 – Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-3/média ductilidade)	92

Tabela 95 – Resumo da admissibilidade da análise elástica (estrutura de baixa ductilidade)	102
Tabela 96 – Resumo da admissibilidade da análise elástica (estrutura de média ductilidade)	102
Tabela 97 – Rotação de cedência para a estrutura de baixa ductilidade	103
Tabela 98 – Rotação de cedência para a estrutura de média ductilidade.....	103
Tabela 99 – Exemplo do cálculo da rotação da corda última com rigidez calculada pelo EC8-1- estrutura de baixa ductilidade	104
Tabela 100 – Exemplo do cálculo da rotação da corda última com rigidez calculada pelo EC8-1- estrutura de média ductilidade	104
Tabela 101 – Cálculo da resistência ao corte (baixa ductilidade).....	108
Tabela 102 – Cálculo das contribuições da armaduras de esforço transversal (baixa ductilidade).....	109
Tabela 103 – Cálculo da resistência ao corte (média ductilidade)	109
Tabela 104 – Cálculo das contribuições da armaduras de esforço transversal (média ductilidade) ...	110
Tabela 105 – Esforço transversal máximo definido pelo EC2-1 (baixa ductilidade)	110
Tabela 106 – Esforço transversal máximo definido pelo EC2-1 (média ductilidade)	111
Tabela 107 – Esforço transversal máximo pelo EC8-3	111

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

Entende-se por sismo a libertação de uma grande quantidade de energia que provoca vibrações na superfície terrestre. A ocorrência deste fenómeno natural pode provocar perdas avultadas de vidas humanas, assim como destruição e degradação de bens materiais, conduzindo em última instância ao colapso social e económico de uma região. Estas perdas resultam principalmente do colapso de estruturas existentes, sendo por isso preponderante o papel da engenharia sísmica na resistência das estruturas novas e no reforço estrutural de estruturas existentes.

Quando se reflete sobre como acautelar as consequências da ocorrência sísmica, conclui-se que a gravidade de um sismo é definida pela sua intensidade, pela ocupação territorial e pelas condições do edificado, o que mais uma vez remete para a importância da engenharia sísmica, uma vez que a intensidade é incontrolável e a ocupação territorial é de difícil gestão em território nacional, pelo simples facto de os epicentros poderem ocorrer em zonas metropolitanas, como Lisboa.

No entanto, apesar do fenómeno ser frequente em Portugal, a maior parte dos sismos não é sentida pelo ser humano, facto que contribui para a pouca relevância dada ao projeto sísmico estrutural, sendo que as estruturas existentes carecem mais deste aspeto do que estruturas novas.

Assim, surge a necessidade de unificar a regulamentação em termos europeus, sendo criados os Eurocódigos. Na presente dissertação é estudado o Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para a resistência aos sismos, nomeadamente a parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) (CEN,2010) que remete para as regras gerais e quantificação das ações sísmicas para dimensionamento e cálculo de estruturas novas, e a parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3) (CEN,2005) onde se abordam as verificações de segurança e o reforço estrutural de edifícios existentes.

O EC8-1 impõe uma vertente filosófica no dimensionamento estrutural que conduz a uma maior previsão das consequências que advêm da ação sísmica. O EC8-3 impõe uma avaliação da segurança em deformações para os elementos dúcteis e uma avaliação em resistência para os elementos frágeis.

1.2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo a conceção, dimensionamento e pormenorização de um edifício em zona sísmica, pelo EC8-1 e a sua posterior verificação de segurança pelo EC8-3. Assim, é analisada a coerência entre as duas partes, no que concerne aos aspetos em que diferem e aos que se relacionam, com o objetivo futuro de se fazer uma aproximação entre ambas.

A dissertação vai contemplar um caso de estudo que se subdivide em duas estruturas, uma estrutura de ductilidade baixa e uma estrutura de ductilidade média, para que com isto se perceba não só a concordância entre as partes do Eurocódigo mas também a sua relação com as diferentes classes de ductilidade.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação divide-se em 6 capítulos, sendo o primeiro capítulo uma breve descrição dos objetivos da mesma. O segundo capítulo descreve os parâmetros gerais de dimensionamento, a definição da ação sísmica e as disposições construtivas de cada ductilidade subjacentes ao EC8-1. O terceiro capítulo expõe os critérios subjacentes à verificação de segurança de estruturas existentes pelo EC8-3, abordando as diferentes questões relacionadas com essa verificação. No capítulo 4, denominado “Caso de Estudo” a estrutura de ductilidade baixa assim como a de ductilidade média são calculadas e dimensionadas pelo EC8-1, sendo que no capítulo posterior, capítulo 5, são realizadas as verificações de segurança em termos de deformações e resistências, pelo EC8-3, sendo verificada a admissibilidade da análise elástica. Por fim, no capítulo 6, apresentam-se as principais conclusões da elaboração deste trabalho, indicando-se possíveis trabalhos futuros.

2

EUROCÓDIGO 8 – PARTE 1

2.1. CAMPO DE APLICAÇÃO E REQUISITOS FUNDAMENTAIS

O Eurocódigo 8 surge, no que ao projeto e construção de edifícios diz respeito, como um complemento aos outros Eurocódigos estruturais, sendo que este reconhece a responsabilidade das autoridades regulamentadoras de cada estado-membro e salvaguarda o seu direito de estabelecer os valores relacionados com questões de regulamentação da segurança, a nível nacional, nos casos em que estas continuem a variar de estado para estado, como indicado no preâmbulo do Eurocódigo 8 Parte 1. Este visa o projeto estrutural para resistência aos sismos, sendo que tem como objetivo último, em caso de ocorrência de acontecimentos sísmicos, certificar-se que:

- A vida humana é protegida;
- Os danos económicos e estruturais são limitados;
- As estruturas da proteção civil relevantes se mantenham em funcionamento aquando de uma ocorrência sísmica.

Estes objetivos traduzem-se, como definido na cláusula 2.1 (1) P do EC8-1, em dois requisitos, sendo eles:

- Requisito de não ocorrência de colapso: A estrutura é projetada com a finalidade de garantir a salvaguarda da vida humana e de bens materiais, sendo que para isso, tem de manter a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após a ação sísmica com pequena probabilidade de ocorrência (probabilidade de excedência de 10% em 50 anos), isto é, uma capacidade mínima de sustentação a cargas gravíticas durante e imediatamente após o acontecimento sísmico. De referir ainda que a ação sísmica de cálculo é expressada não só pela probabilidade de excedência, mas também por um coeficiente de importância que tem em conta o tipo de edificado e a sua importância no que à segurança das pessoas diz respeito.
- Requisito de limitação de danos: A estrutura é projetada com a finalidade de resistir a uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência (probabilidade de excedência de 10% em 10 anos) maior do que a necessária para a verificação do requisito de não ocorrência de colapso. Esta é concebida para que não se verifiquem danos e limitações na utilização cujos custos sejam desproporcionalmente elevados quando comparados com os da própria estrutura.

2.2. CONDIÇÕES DO TERRENO E AÇÃO SÍSMICA

2.2.1. IDENTIFICAÇÃO DOS TIPOS DE TERRENO

A identificação do tipo de terreno tem em consideração a geologia local sendo que esta tem grande influência na definição da ação sísmica, uma vez que a cada tipo corresponde uma configuração espectral diferente.

A cláusula 3.1.2 (1) do EC8-1 define 5 tipos de terreno, A, B, C, D e E, sendo estes definidos de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, se disponível. Caso contrário é usado o valor do ensaio NSPT.

Os parâmetros definidores do tipo de terreno podem ser consultados no Quadro 3.1 do EC8-1.

2.2.2. ZONAS SÍSMICAS

O território nacional é dividido pelas autoridades nacionais em zonas distintas que têm em conta a sismicidade patente em cada local. No EC8-1 são definidos dois tipos de ação uma vez que existem duas zonas sismogénicas diferentes, sendo estas a ação de tipo 1 e a de tipo 2.

A ação de tipo 1 refere-se a cenários sísmicos com epicentro afastado e sismos de elevada magnitude, denominando-se de ação sísmica interplacas.

A ação de tipo 2 refere-se a cenários sísmicos com epicentro próximo e sismos de baixa magnitude, denominando-se de ação sísmica intraplacas.

Segundo a cláusula 3.2.1 (2) do EC8-1, para a maioria das aplicações a sismicidade é descrita por um único parâmetro, isto é, o valor máximo de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, a_{gR} , sendo que este corresponde a um período de retorno de referência T_{NCR} ao qual é associado um coeficiente de importância, γ_I , mais tarde definido na cláusula 2.3.3. O valor de a_{gR} é obtido através dos mapas de zonamento apresentados no Anexo Nacional, e que se apresentam na figura 1 e na tabela 1. A sua combinação com o coeficiente γ_I estabelece o valor da aceleração de cálculo a_g de acordo com a equação 1.

$$a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I \quad (1)$$

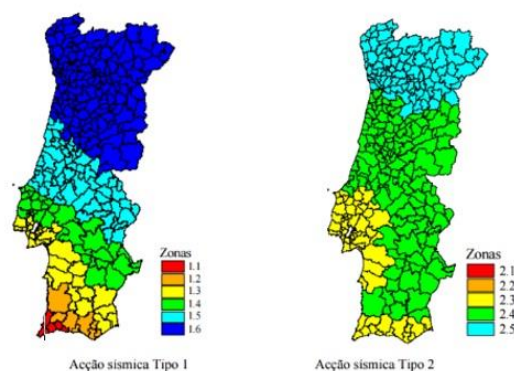


Fig. 1 - Zonas Sísmicas 1

Tabela 1 - Zonas Sísmicas e a_{gR} correspondentes

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

2.2.3. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

O espectro de resposta representa as acelerações máximas obtidas num sistema linear de um grau de liberdade quando submetido a uma ação sísmica representativa na sua base. Como referido no EC8-Parte 1 cláusula 3.2.2.1 (1) P o movimento sísmico do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície, de agora em diante designado por “espectro de resposta elástica”.

Como referido em 2.2.2, poderá adotar-se diferentes espectros de resposta em função da zona sísmica e da sua magnitude. O EC8-1 refere ainda outro espectro, sendo este direccionado para o dimensionamento e tendo em conta a capacidade das estruturas de dissiparem energia e a capacidade dúctil dos seus materiais. O facto de estas terem capacidade para resistirem a ações sísmicas tirando partido do comportamento não linear da estrutura, permite que o seu dimensionamento seja efetuado para uma ação de intensidade inferior à que deveria ser usada caso o comportamento da estrutura fosse elástico linear. Sendo assim, é efetuada uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao espectro de resposta elástica, de agora em diante designado por espectro de cálculo, redução esta efetuada através do coeficiente de comportamento, q .

O coeficiente de comportamento representa a razão entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita, caso a resposta estrutural fosse completamente elástica com 5% de amortecimento e as forças sísmicas a usar no dimensionamento da estrutura com um modelo de análise elástica convencional. De referir ainda que o coeficiente de comportamento tem em conta amortecimentos diferentes de 5%, sendo que estes são definidos nas várias partes do EC8-1, consoante o tipo de sistema estrutural em análise e os tipos de materiais utilizados, o coeficiente de comportamento pode ainda variar ou não para diferentes direções horizontais da estrutura.

O espectro de cálculo para as diferentes componentes horizontais da ação sísmica é definido então na cláusula 3.2.2.5 (4) P do EC8-1, representado nas equações de (2) a (5).

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5)$$

no qual :

$S_d(T)$ – espectro de cálculo;

q – coeficiente de comportamento;

β – coeficiente que corresponde ao limite superior do espectro de cálculo horizontal. O valor recomendado para β é 0,2;

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – coeficiente do solo;

T – período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade.

2.3. CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS RESISTENTES AOS SISMOS

2.3.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO

De modo a obter um sistema estrutural que exiba um comportamento adequado para a ação sísmica, devem ser cumpridos os seguintes requisitos fundamentais/princípios orientadores da conceção dispostos na cláusula 4.2.1 (2) do EC8-1:

- simplicidade estrutural;
- uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- resistência e rigidez adequadas nas duas direções;
- resistência e rigidez à torção;
- ação de diafragma ao nível dos pisos;
- fundação adequada.

O primeiro princípio orientador, simplicidade estrutural, permite reduzir o grau de incerteza que um projeto de vertente sísmica acarreta, uma vez que é mais fácil prever a resposta estrutural de uma estrutura mais simples. Por sua vez, esta simplicidade traduz-se pela adoção de caminhos claros, curtos e diretos de transmissão das forças sísmicas.

Quanto ao segundo requisito, este prende-se com o facto da uniformidade em planta, definida por uma distribuição regular dos elementos estruturais, permitir obter caminhos curtos e diretos das forças de inércia. Contudo, a uniformidade em altura não é menos relevante para a conceção, pois um edifício regular em altura tende a eliminar a ocorrência das designadas zonas sensíveis (zonas onde a ocorrência de elevadas concentrações de tensões ou a necessidade de grandes exigências de ductilidade podem conduzir ao colapso prematuro da estrutura). A distribuição regular dos elementos estruturais permite a obtenção de regularidade e de redundância, duas características estruturais que asseguram uma melhor dissipação de energia assim como permite uma redistribuição dos esforços mais favorável.

A resistência e rigidez nas duas direções surge como resposta ao facto de o movimento sísmico horizontal ser um fenómeno bidirecional. O sistema estrutural terá de ser dotado da capacidade de resistir a ações horizontais independentemente da sua direção. Para que seja possível obter resistência e rigidez semelhantes nas duas direções, os elementos verticais devem ser distribuídos em planta segundo uma malha ortogonal.

Para prevenir, ou pelo menos limitar, uma eventual má distribuição, isto é, uma distribuição não uniforme da solicitação pelos diferentes elementos estruturais provocada por movimentos devidos à torção, devemos dotar as estruturas de resistência e rigidez a este tipo de esforço. Assim sendo devemos dispor os principais sistemas de contraventamento o mais próximo possível da periferia.

Num edifício, os pavimentos devem atuar como diafragmas rígidos horizontais cuja função principal passa por receber as forças de inércia e transmiti-las aos respetivos sistemas estruturais verticais, permitindo também a solidarização entre estes elementos. Para isso, é necessário dotar os pavimentos de uma grande rigidez e resistência no plano.

O último requisito diz respeito às fundações devendo a sua conceção assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edificado.

2.3.2. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

Como descrito na cláusula 4.2.3.1 do EC8-1, os edifícios são classificados como regulares ou não regulares tanto em planta como em altura. Esta designação tem implicações nos seguintes aspetos do projeto sísmo-resistente:

- modelo adotado;
- método de análise;
- coeficiente de comportamento;

A tabela 2 (Quadro 4.1 do EC8-1) relaciona a regularidade estrutural com os aspetos anteriormente mencionados:

Tabela 2 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de Comportamento
Em Planta	Em Altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força Lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

2.3.2.1. Critérios de regularidade em planta

Para que um edifício seja considerado regular em planta, as condições apresentadas em seguida devem ser satisfeitas:

- No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais (cláusula 4.2.3.2 (2) do EC8-1);
- A configuração em planta deve ser delimitada por uma linha poligonal convexa em cada piso. Em caso de recuos em relação à linha poligonal, poderá considerar-se que o edifício apresenta regularidade se

esses recuos não afetarem a rigidez do piso e a área entre o contorno do piso e a linha poligonal não for superior a 5% da área do piso (cláusula 4.2.3.2 (3) do EC8-1);

- A rigidez dos pisos no plano deve ser superior quando comparada com a rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, diminuindo assim o efeito da deformação do piso na distribuição das forças pelos elementos. Logo as plantas em forma de L, C, H, I e X requerem especial cuidado principalmente em termos de análise da rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser semelhante à da parte central para que se possa satisfazer a condição de diafragma rígido. (cláusula 4.2.3.2 (4) do EC8-1);
- A esbelteza λ do edifício, dada como a razão entre a maior ($L_{máx}$) e a menor (L_{min}) dimensão em planta do edifício medidas na direção ortogonal, não deve ser superior a 4. (cláusula 4.2.3.2 (5) do EC8-1);
- A cada nível e para cada direção de cálculo i , sendo i igual a x ou y , devem ser verificadas as condições impostas pelas expressões (6) e (7). (cláusula 4.2.3.2 (6) do EC8-1);

$$e_{\theta i} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (6)$$

$$r_i \geq l_s \quad (7)$$

em que:

$e_{\theta i}$ representa a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_i representa a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral, também designada por raio de torção;

l_s representa o raio de giracão da massa do piso em planta.

2.3.2.2. Critérios de regularidade em altura

Para que um edifício seja considerado regular em altura, deve cumprir os seguintes requisitos:

- Os sistemas resistentes a ações laterais devem ser contínuos desde a fundação até ao topo do edificado e, se existirem recuos a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício (cláusula 4.2.3.3 (2) EC8-1);
- Tanto a rigidez lateral como a massa de cada piso devem ser constantes ou variar gradualmente ao longo da altura (cláusula 4.2.3.3 (3) do EC8-1);
- Para edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes (cláusula 4.2.3.3 (4) do EC8-Parte 1).

Existem condições adicionais se tivermos na presença de construções com recuos, condições estas definidas em seguida: (cláusula 4.2.3.3 (5) do EC8-1)

Para sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer dos pisos não deverá exceder 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo.

Para um único recuo que se localize nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, este não deve ultrapassar 50% da dimensão em planta do nível inferior. A zona inferior, situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores, deverá ser calculada para resistir no mínimo a 75% da força horizontal que atuaria a esse nível, num edifício semelhante sem alargamento da base.

Em caso de recuos que não possuam simetria, o somatório em cada lado dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta, ao nível do piso acima da fundação ou acima do

nível superior de uma cave rígida. Cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.

2.3.3. CLASSES DE IMPORTÂNCIA E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA

Os edifícios podem ser classificados em 4 classes de importância. Cada classe difere uma da outra de acordo com o efeito que o colapso da estrutura terá na vida humana, assim como da sua relevância na segurança pública e na proteção civil e das consequências causadas, quer em termos económicos, quer em termos sociais. A cada classe de importância corresponde um coeficiente de importância, sendo que o coeficiente de importância γ_I está associado a um sismo com uma probabilidade de excedência de referência de 10% em 50 anos.

As tabelas 3 e 4 apresentadas em seguida relacionam o tipo de edifício com a classe de importância, e a classe de importância com o coeficiente de importância.

Tabela 3 - Edifício/Classe Importância

Classe de importância	Tipo de edifício
I	Edifícios cuja importância é mínima para a segurança pública, como é o caso de edifícios agrícolas
II	Edifícios correntes que não se enquadram noutra categoria
III	Edifícios cuja capacidade para resistir a sismos é importante tendo em conta as consequências que advêm do colapso, exemplo: escolas
IV	Edifícios cuja inteireza em caso de ocorrência sísmica é fundamental para a proteção civil, exemplo: hospital

Tabela 4 - Classe importância/Tipo Sismo 1

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Dependendo das características estruturais do edifício, isto é, da sua regularidade em planta/altura, podem ser usados dois métodos de análise elástica linear, sendo eles, o método de análise por forças laterais e a análise modal por espectro de resposta. É importante referir que existem também métodos

de análise não linear, a análise pushover e a análise temporal não linear. Tendo em conta o edifício em estudo que será apresentado no capítulo 4, regular em planta e em altura, e analisando o quadro 4.1 do EC8-1, verifica-se que o método de análise linear por forças laterais é aplicável, sendo por isso apenas este brevemente descrito.

Esta análise, análise por forças laterais, é ajustada a edifícios cujos modos de vibração fundamental nas duas direções principais são representativos da resposta, para que tal seja verificado é necessário que o edifício em causa seja regular em altura e possua períodos de vibração fundamental (T_1), em ambas as direções, que cumpram os requisitos apresentados na equação (8):

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_c \\ 2 \text{ segundos} \end{cases} \quad (8)$$

Os esforços sísmicos são determinados através da aplicação de forças horizontais nas duas direções principais, forças estas aplicadas em cada piso e distribuídas pelos sistemas resistentes às cargas laterais considerando que os pisos são rígidos no seu plano.

Como descrito na cláusula 4.3.3.2.3 do EC8-1, admitindo que os deslocamentos horizontais têm um aumento linear ao longo da altura, as forças horizontais são determinadas pela equação (9):

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (9)$$

sendo que:

F_i – força horizontal que atua no piso i ;

F_b – força de corte sísmica obtida pela equação (4.5) do EC8-1;

m_i, m_j – massa dos pisos calculadas de acordo com a secção 3.2.4(2) do EC8-1;

z_i, z_j – alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior);

As forças de corte na base, como referido anteriormente, são calculadas através da equação (4.5) presente na cláusula 4.3.3.2.2 do EC8-1, sendo que devem ser determinadas para cada uma das direções horizontais de análise do edifício, através da equação (10):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (10)$$

em que:

$S_d(T_1)$ – ordenada do espectro de cálculo definida anteriormente em 2.2.3;

T_1 – período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

m – massa total do edifício calculada de acordo com a cláusula 3.2.4(2) do EC8-1;

λ – fator de correção dependente do período fundamental da estrutura T_1 e de T_c , limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante, sendo igual a 0,85 nos casos em que $T_1 \leq 2 T_c$, e igual a 1 para os restantes casos.

Note-se ainda que neste tipo de análise os efeitos de torção devem ser considerados tendo em conta o descrito na cláusula 4.3.3.2.4 (1) do EC8-1, isto é multiplicando os esforços obtidos em cada elemento resistente por um coeficiente δ , determinado pela equação (11):

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (11)$$

sendo que:

x – distância do elemento resistente considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medido perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada;

L_e – distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção sísmica considerada.

2.4.1. COMBINAÇÃO DOS EFEITOS DAS COMPONENTES DA AÇÃO SÍSMICA

A incerteza que reside nas componentes da ação sísmica, no que concerne à sua direção, obriga a que a resposta global das estruturas seja avaliada tanto a nível horizontal como a nível vertical, através dos espectros de resposta correspondentes.

Como descrito na cláusula 4.3.3.5.2 (1) do EC8-1, a componente vertical da ação sísmica só se deverá considerar caso a_{vg} seja superior a $2,5 \text{ m/s}^2$ e os esforços devidos à combinação das componentes da ação sísmica no plano horizontal podem ser determinados através das equações (12) e (13) também elas presentes no EC8-1 (cláusula 4.3.3.5.1(3)):

$$E_{EDX} + 0,30 E_{EDY} \quad (12)$$

$$0,30 E_{EDX} + E_{EDY} \quad (13)$$

Sendo que o sinal surge entre aspas uma vez que deve ser considerado o sinal de cada componente mais desfavorável para a análise em questão, logo “+” significa combinado com e $E_{EDX/Y}$ representa os esforços devidos à ação sísmica segundo a direção horizontal x/y escolhida para a estrutura.

2.4.2. CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS

Tal como indicado na cláusula 4.3.4 (1) do EC8-1, se for efetuada uma análise linear, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser determinados tendo por base as deformações elásticas do sistema estrutural recorrendo-se para isso à equação (14):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (14)$$

em que :

d_s – deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_d – coeficiente de comportamento definido em 2.6.2. da presente dissertação;

d_e – deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo definido em 2.2.3. da presente dissertação;

2.5. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

A secção 4.4 do EC8-1 refere que para que se verifiquem os dois requisitos essenciais do dimensionamento estrutural, não ocorrência de colapso e limitação de danos, é necessária a verificação ao estado limite último assim como ao estado limite de serviço, ambas apresentadas e descritas em seguida.

2.5.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Como descrito no EC8-1, cláusula 4.4.2.1 para que seja verificada a segurança em relação ao estado limite último que assegura o princípio de não ocorrência de colapso, é necessário o cumprimento de condições referentes à resistência, ductilidade, equilíbrio e estabilidade das fundações e juntas sísmicas, sendo estas indicadas nas secções seguintes.

2.5.1.1. Condições de resistência

A relação corresponde à equação (15) deve ser assegurada para todos os elementos, sejam eles estruturais ou não estruturais:

$$E_d \leq R_d \quad (15)$$

sendo que:

E_d – valor de cálculo do efeito da ação devido à situação sísmica de cálculo;

R_d – resistência de cálculo correspondente do elemento dependente do material utilizado e do modelo mecânico associado ao sistema estrutural em questão;

De referir ainda que o valor de cálculo do efeito da ação pode ou não incluir efeitos de 2ª ordem sendo que estes podem ser desprezados, se em todos os pisos, a equação (16) imposta na cláusula 4.4.2.2 (2) do EC8-1 for verificada:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (16)$$

em que :

θ – coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} – carga gravítica total acima do piso considerado, incluindo este;

d_r – valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e base do piso, deslocamento lateral este calculado através da equação (14) presente em 2.4.2;

V_{tot} – força de corte sísmica total no piso considerado

h – altura entre pisos

Caso o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos (θ) esteja compreendido entre 0,1 e 0,2, isto é $0,1 < \theta \leq 0,2$, os efeitos de segunda ordem poderão ser tidos em conta multiplicando os esforços sísmicos por $\frac{1}{(1-\theta)}$. O valor do coeficiente θ não deve ser maior que 0,3.

2.5.1.2. Condições de ductilidade global e local

Esta condição é assegurada se for verificado o disposto na cláusula 4.4.2.3 do EC8-1. Como é referido, deve verificar-se que a estrutura possui ductilidade adequada, tanto nos elementos estruturais como no seu todo, tirando proveito da ductilidade esperada para o sistema estrutural através do coeficiente de comportamento.

Devem ainda ser verificados requisitos específicos, nomeadamente regras de cálculo pela capacidade real, (mais tarde descrita em 2.6.3 da presente dissertação) para assegurar a correta dissipação de energia através do controlo da localização das rótulas plásticas, garantindo desta forma que as deformações não elásticas ocorrem apenas em zonas dotadas de um comportamento dúctil. O mecanismo viga fraca/pilar forte deve também ser assegurado com o objetivo que as rótulas plásticas junto ao nó de ligação se formem primeiro nas vigas. Para que tal aconteça devesse ser cumprida a equação (17) também ela disposta na cláusula 4.4.2.3 (4) do EC8-1:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (17)$$

em que :

$\sum M_{Rc}$ – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó

$\sum M_{Rb}$ – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó

Esta equação deve ser satisfeita em todos os nós das vigas primárias ou secundárias com os pilares primários em dois planos ortogonais de flexão, para os dois sentidos da ação nos momentos da viga em torno do nó, com os momentos dos pilares sempre de sinal contrário aos das vigas. Esta equação não se aplica ao nível superior de um edifício de vários pisos.

2.5.1.3. Condições de equilíbrio

A estrutura deve ser estável na situação de projeto sísmico, incluindo por isso a segurança ao deslizamento e ao derrubamento como enunciado na secção 4.4.2.4 do Eurocódigo 8 Parte 1.

2.5.1.4. Resistência dos diafragmas horizontais

As lajes dos pisos assumem um papel preponderante no que à resistência à ação sísmica diz respeito, uma vez que estas funcionam como diafragmas horizontais que recebem as forças de inércia horizontais e as transmitem posteriormente aos elementos verticais, sendo que para isso, é necessário garantir uma adequada rigidez no plano do diafragma. A consideração da laje como um diafragma rígido permite ainda uma distribuição uniforme das deformações pelos vários elementos estruturais verticais.

Para que isso seja verificado, é necessário garantir uma ligação adequada aos diversos elementos verticais. A cláusula 4.4.2.5 (2) do EC8-1 preconiza que os esforços sísmicos no diafragma obtidos da análise devem ser multiplicados por um coeficiente de sobre-resistência γ_d superior a 1,0.

É preponderante ainda referir que o grau de importância na definição das lajes como um diafragma rígido prende-se pelo facto de a estrutura ser mais ou menos regular/complexa, sendo que quanto maior o grau de complexidade da distribuição dos elementos estruturais mais importância o diafragma assume.

2.5.1.5. Resistência das fundações

Como prescrito na secção 4.4.2.6 do EC8-1, as fundações devem obedecer ao disposto na EN 1998-5:2004, secção 5 e na EN 1997-1:2004, assim como, os esforços devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real tendo em conta eventuais sobre-resistências, a não ser que o coeficiente de comportamento utilizado para determinar os esforços da fundação seja aplicável a estruturas de baixa dissipação. Neste caso, a cláusula 4.4.2.6 (4) do EC8-1 indica-nos como determinar os esforços.

2.5.1.6. Condição de Junta Sísmica

Os edifícios devem complementar uma proteção ao entrechoque provocado pelo sismo com outras estruturas contíguas ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício, tal como referido na cláusula 4.4.2.7 do EC8-1.

2.5.2. LIMITAÇÃO DE DANOS

A limitação de danos compreende a restrição dos deslocamentos relativos entre pisos em função do tipo de material não estrutural utilizado, para uma ação sísmica com probabilidade de ocorrência maior que a ação sísmica de cálculo.

O EC8-Parte 1 define na secção 4.4.3.2 os respetivos limites do deslocamento entre pisos, sendo estes os apresentados na equação (18), (19) e (20).

Para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005 h \quad (18)$$

Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r v \leq 0,0075 h \quad (19)$$

Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r v \leq 0,010 h \quad (20)$$

em que:

d_r – valor de cálculo do deslocamento entre pisos avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com 2.4.2 da presente dissertação;

h – altura entre pisos;

v – coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

Em Portugal deve adotar-se os valores do coeficiente de redução indicados na tabela 5.

Tabela 5 -Coeficientes de redução

Ação Sísmica	v
Tipo 1	0.40
Tipo 2	0.55

2.6. REGRAS ESPECÍFICAS PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Para garantir um comportamento adequado face à ação sísmica, é necessário uma escolha adequada do tipo de sistema estrutural. Esta escolha influencia diretamente o tipo de coeficiente de comportamento a adotar, em função do tipo de ductilidade pretendida. Sendo que quanto maior o nível de ductilidade pretendida maior será o coeficiente de comportamento a adotar.

2.6.1. CLASSES DE DUCTILIDADE E CAPACIDADE DE DISSIPACÃO DE ENERGIA

O EC8-1 define 3 classes de ductilidade que diferem consoante o comportamento não linear pretendido para o sistema estrutural, isto é, a capacidade de dissipação de energia, designada por capacidade de dissipação histerética.

Caso o edifício seja projetado para uma capacidade de dissipação e ductilidade baixa (DCL), unicamente recomendado para zonas de baixa sismicidade, apenas serão necessárias aplicar as regras/princípios de dimensionamento subjacentes à Parte 1 do Eurocódigo 2.

Em sentido contrário, se os edifícios forem projetadas para serem dotados de uma elevada capacidade de dissipação de energia e de um comportamento dúctil global, classificados como DCM (classe de ductilidade média) e DCH (classe de ductilidade alta), os modos de rotura dúcteis deverão proceder com relativa margem os modos de rotura frágil. A conceção, o dimensionamento e a pormenorização dos edifícios englobados nestes tipos de classe de ductilidade devem seguir as regras/disposições da secção 5.4 a 5.6 do Eurocódigo 8 Parte 1.

2.6.2. TIPO DE ESTRUTURA E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

O EC8-1 preconiza a classificação dos edifícios de betão armado num tipo de sistema estrutural que difere no comportamento da estrutura face à ação sísmica horizontal assim como na sua rigidez à torção. Esta classificação encontra-se presente na secção 5.1.2 do EC8-1, que se cita em seguida:

- Sistema porticado – “Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural”
- Sistema de paredes – “Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural”
- Sistema misto – “Sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não.”
- Sistema misto equivalente a sistema porticado – “Sistema misto no qual a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.”
- Sistema misto equivalente a paredes – “Sistema misto no qual a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural”
- Sistema torsionalmente flexível - “Sistema misto ou sistema de paredes que não tem uma rigidez à torção mínima”, para mais especificações deve ser consultada a cláusula 5.2.2.1 (4) P e (6) do EC8-Parte 1.
- Sistema de pendulo invertido – “Sistema no qual 50% ou mais da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia tem lugar na base de um único elemento do edifício”

Como referido em 2.2.3 “o coeficiente de comportamento representa a razão entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita, caso a resposta estrutural fosse completamente elástica com 5% de amortecimento e as forças sísmicas a usar no dimensionamento da estrutura com um modelo de análise elástica convencional”, isto é, este coeficiente tem em conta a capacidade de dissipação da energia, e

como é definido em 5.2.2.2 do EC8-1, deve ser determinado para cada direção de cálculo, através da equação (21):

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (21)$$

em que :

q_0 – é o valor básico do coeficiente de comportamento que depende da regularidade em altura do sistema estrutural e do tipo de sistema definido em 2.6.1 da presente dissertação;

k_w – coeficiente que reflete o modo de rotura característico dos sistemas de parede.

A tabela 6 define q_0 em função do tipo de sistema estrutural e da ductilidade requerida:

Tabela 6 - Sistema Estrutural/Ductilidade

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3.0 \alpha_u / \alpha_1$	$4.5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2.0	3.0
Sistema de pêndulo invertido	1.5	2.0

sendo que :

α_1 – fator pela qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para se atingir a resistência à flexão, pela primeira vez, em qualquer um dos elementos estruturais, mantendo-se constante as restantes ações;

α_u – fator pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para se dar a formação de um número suficiente de rotulas plásticas de maneira a provocar a instabilidade global estrutural, mantendo-se constante as restantes ações;

É necessário referir ainda que caso o edifício não seja regular em altura, deverá reduzir-se em 20% o valor básico do coeficiente de comportamento.

Para edifícios regulares em planta poderão ser usados valores aproximados de α_u / α_1 , valores estes referidos na cláusula 5.2.2.2(5) do EC8-Parte 1:

a) Sistemas porticado ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

Edifícios de um só piso: $\alpha_u / \alpha_1 = 1$;

Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$;

Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$.

b) Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal: $\alpha_u / \alpha_1 = 1$;

Outros sistemas de paredes não acopladas: $\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$;

Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas $\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$.

No que diz respeito ao coeficiente k_w , este pode ser considerado tendo em conta a equação (22), como disposto na secção 5.2.2.2 do EC8-1:

$$k_w = \begin{cases} 1,00^* \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1^{**} \end{cases} \quad (22)$$

* para sistemas porticado ou sistemas mistos equivalentes a pórticos

** para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis

Em que α_0 é a esbelteza predominante das paredes do sistema, e que caso esta não difira significativamente, pode ser determinada através da equação (23).

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (23)$$

sendo:

h_{wi} – altura da parede i;

l_{wi} – comprimento da seção da parede i.

2.6.3. REGRA DE CÁLCULO PELA CAPACIDADE REAL

O objetivo do cálculo pela capacidade real passa por garantir um mecanismo adequado de dissipação da energia absorvida por histerese. Esta dissipação de energia ocorrerá nas zonas críticas, zonas estas dotadas de uma ductilidade adequada.

O pressuposto subjacente a este princípio requer tirar partido da capacidade resistente efetiva de cada elemento estrutural, atribuindo assim resistências relativas a cada elemento consoante o tipo de esforço em causa, obtendo com isso um dimensionamento que se baseia na capacidade em contra partida com o dimensionamento direto que considera uma distribuição dos esforços elásticos pela estrutura.

O objetivo prende-se então por garantir que a rotura ocorra na zona crítica (zona dútil), zonas estas onde se formarão as rótulas plásticas, dotando para isso as restantes zonas da máxima capacidade de resistência admissível.

2.7. PROJETO PARA A CLASSE DE DUCTILIDADE MÉDIA (DCM)

2.7.1. REQUISITOS RELATIVOS AOS MATERIAIS

Como prescrito na secção 5.4.1.1 do EC8-1, os elementos primários devem utilizar um betão de resistência igual ou superior ao betão da classe C16/20, as armaduras nas zonas críticas destes mesmos elementos devem ser da classe B ou C, classe estas definidas no Quadro C.1 do EC2-1 (CEN,2010). Para além destas condições, também é requerido que nas zonas críticas, com exceção dos estribos fechados e dos ganchos, se usem varões nervurados na armadura.

2.7.2. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS

O EC8-1 na secção 5.4.1.2 define um conjunto de regras/normas que asseguram o bom funcionamento estrutural dos edifícios que se enquadram neste tipo de ductilidade.

2.7.2.1. Vigas

Para que seja garantida uma transmissão eficaz dos momentos cíclicos de uma viga primária para o pilar, a excentricidade entre eixos dos 2 elementos deverá ser limitada a uma distância menor que $\frac{b_c}{4}$, sendo que b_c corresponde à maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

Para além disto, é definida a largura, b_w , de uma viga primária com o objetivo de aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar na aderência dos varões horizontais, sendo que esta deve cumprir a equação (24):

$$b_w \leq \min(b_c + h_w ; 2b_c) \quad (24)$$

sendo h_w a altura da viga.

2.7.2.2. Pilares

Caso o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , definido em 2.5.1.1 da presente dissertação, seja superior a 0,1, as dimensões da secção transversal de pilares primários não deverão ser inferiores a um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar, para a flexão num plano paralelo à dimensão considerada do pilar.

2.7.3. ESFORÇOS DE CÁLCULO

Os valores de cálculo dos momentos fletores e dos esforços normais devem ser obtidos através de uma análise estrutural referente à situação sísmica de cálculo, seguindo os princípios presentes na secção 6.4.3.4 do Eurocódigo 0, desde que se tenha em consideração os efeitos de 2ª ordem, descritos na secção 2.5.1.1 da presente dissertação, assim como o cálculo pela capacidade real também ele descrito na presente dissertação na secção 2.6.3. Quanto à flexão desviada, como prescrito na cláusula 5.4.3.2.1(2) do EC8-1, esta por simplificação pode ser considerada efetuando a verificação em cada direção, com a resistência reduzida em 30%.

Quanto aos esforços transversos, devem ser obtidos de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real apresentada em 5.4.2.2 do EC8-1 no que concerne a vigas e em 5.4.2.3 do EC8-1 no que concerne a pilares, ambas apresentadas em seguida.

2.7.3.1. Esforços transversos em Vigas / Cálculo pela capacidade real

Os esforços transversos de cálculo obtidos pela regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio da viga sob a ação da carga transversal atuante para a situação sísmica de cálculo e os momentos resistentes na extremidade. Momentos estes de sinais opostos e que correspondem à formação das rótulas plásticas na extremidade da viga, o mais aproximado possível da zona do nó de ligação viga/pilar, para a direção positiva e negativa da ação sísmica, como representado na figura 2. O objetivo da formação destas rótulas passa por garantir que se atinge sempre o momento plástico, não se dando uma rotura frágil devida ao esforço transversal.

Estes momentos podem ser determinados através da equação (25):

$$M_{i,d} = \gamma_{rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}} \right) \quad (25)$$

em que:

γ_{Rd} – coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência do aço, que, no caso das vigas de DCM, poderá ser considerado igual a 1,0;

$M_{Rb,i}$ – valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, sendo que $\sum M_{Rc}$ corresponde ao esforço normal do pilar na situação sísmica de cálculo para o sentido considerado.

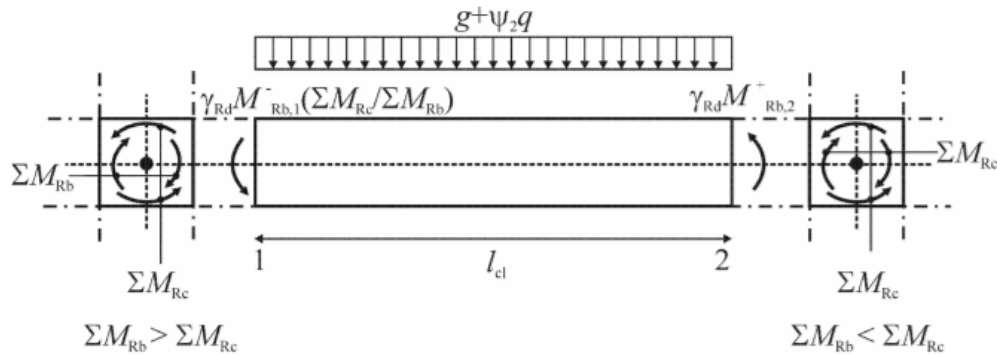


Fig. 2 - Capacidade real das Vigas

2.7.3.2. Esforços transversos em pilares / Cálculo pela capacidade real

Como acontece no caso das vigas, também para os pilares (figura 3) os esforços transversos são obtidos através da regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio do pilar sob a ação dos momentos resistentes nas extremidades. Momentos estes de sentidos opostos e associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Mais uma vez com o objetivo de formar as rótulas na extremidade das vigas ou na extremidade dos pilares, devendo contudo que estas se formem primeiro nas extremidades das vigas. Estes momentos podem ser determinados seguindo a equação (26):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (26)$$

em que :

γ_{Rd} – coeficiente que tem em conta a sobre-resistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$ – valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico no sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ – definidos em 2.7.3.1 da presente dissertação.

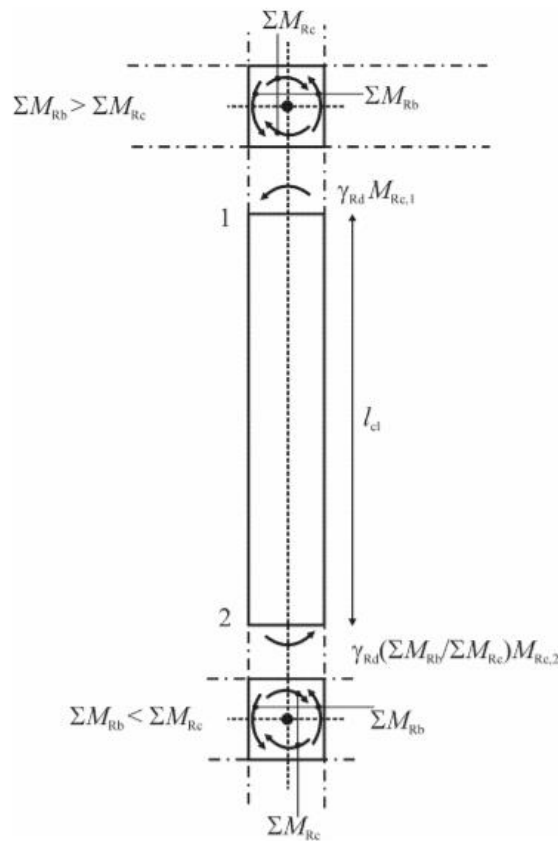


Fig.3 - Capacidade real dos Pilares

O princípio correspondente à formação das rótulas plásticas primeiramente nas extremidades das vigas e só posteriormente em pilares, designa-se por “pilar forte/viga fraca”, princípio este já referido anteriormente em 2.5.1.2 na presente dissertação. Dado o facto de a resistência ser diretamente proporcional ao esforço axial, isto é, quanto maior o esforço axial de compressão maior a capacidade resistente, tem lógica garantir uma distribuição da parcela 1.3 ΣM_{Rb} , retirada da equação disposta na secção 4.4.2.3(4) do EC8-1, de diferente maneira para os pilares imediatamente acima do nó de ligação viga/pilar e para os imediatamente abaixo. Logo como os pilares inferiores apresentam maior esforço axial de compressão deve distribuir-se 55% do valor de ΣM_{Rc} para estes e 45% do valor de ΣM_{Rc} para os pilares superiores, como referido em [Costa, 2011].

2.7.4. VERIFICAÇÕES EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

2.7.4.1. Vigas

Como prescrito no EC8-1, cláusula 5.4.3.1.1 (2), a armadura transversal superior das vigas primárias de secção em T ou L deve ser colocada maioritariamente no interior da largura da alma, com exceção de uma minoria que poderá ser colocada fora, logo que esteja dentro da largura efetiva do banzo b_{eff} , largura esta que pode ser calculada através de:

- para as vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores, considera-se na ausência de uma viga transversal, a largura efetiva do banzo, b_{eff} , igual à largura b_c do pilar (ver figura 4b), ou, no caso de existir uma viga transversal de altura semelhante, igual a esta largura aumentada de $2h_f$ para cada lado da viga(ver figura 4a);

- para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, as larguras acima referidas poderão ser aumentadas de $2h_f$ para cada lado da viga (ver figura 4c e 4d).

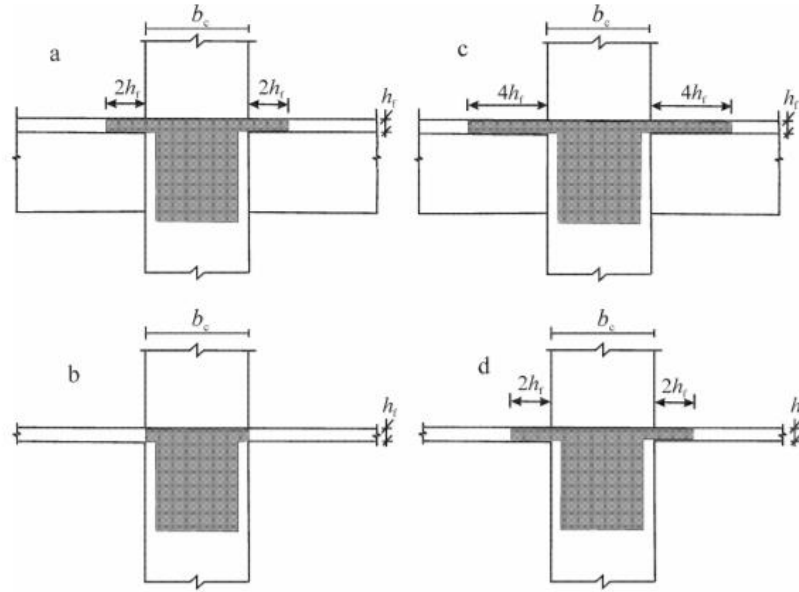


Fig.4 - Largura efetiva do banço

No que diz respeito às disposições construtivas para a ductilidade local, é primordial começar por definir o comprimento das zonas críticas (l_{cr}) sendo que este corresponde à altura da viga (h_w), isto é, $l_{cr} = h_w$, medido a partir da extremidade de um nó de ligação viga/pilar, ou a partir de uma outra secção transversal onde possa ocorrer uma plastificação na situação sísmica de cálculo.

Para satisfazer os requisitos de ductilidade local das zonas críticas é necessário o cumprimento das 2 condições apresentadas:

- A armadura da zona comprimida não deve ser inferior a metade da armadura da zona tracionada, adicional à armadura comprimida necessária para a verificação em Estado Limite Último na situação sísmica de cálculo;
- A taxa de armadura na zona tracionada, ρ , não pode exceder um valor máximo designado por $\rho_{máx}$ e obtido pela equação (27):

$$\rho_{máx} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (27)$$

em que:

ρ – a taxa de armadura da zona tracionada;

ρ' – a taxa de armadura da zona comprimida;

μ_ϕ – o fator de ductilidade em curvatura que deve ser, pelo menos, igual ao valor determinado pelas expressões (28):

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (28)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c$$

em que:

q_0 – valor básico do coeficiente de comportamento;

T_1 – período fundamental do edifício;

T_C – período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro.

Para além das restrições impostas anteriormente existe também uma limitação no valor inferior da taxa de armadura da zona tracionada, isto é, existe uma taxa mínima de armadura para a viga sísmica primária, taxa essa que pode ser determinada pela equação (29):

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (29)$$

em que:

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço.

Quanto às armaduras de confinamento das zonas críticas estas têm obrigatoriamente de cumprir condições impostas na cláusula 5.4.3.1.2 (6) do EC8-1, sendo elas:

- O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento não dever ser inferior a 6mm;
- O espaçamento, s , das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser superior ao valor obtido pela equação (30):

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 d_{bw}; 225mm; 8d_{bl} \right\} \quad (30)$$

em que :

d_{bl} – diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros);

h_w – altura da viga (em milímetros).

- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da secção da extremidade da viga, como representado na figura 5.

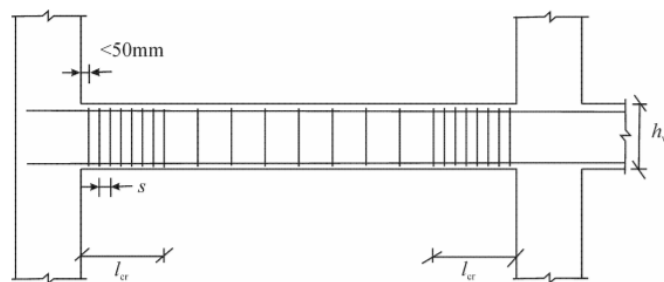


Fig.5 - Armadura transversal/Zona Crítica

2.7.4.2. Pilares

Os pilares são dimensionados acautelando a possibilidade de ocorrer a formação de rótulas plásticas nas suas extremidades. Logo estas zonas têm de merecer especial atenção no que à pormenorização diz respeito, por isso, estas zonas designam-se por zonas críticas e são determinadas através da equação presente em 5.4.3.2.2 do EC8-1, sendo esta correspondente à equação (31):

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45m \right\} \quad (31)$$

em que:

h_c – maior dimensão da secção transversal do pilar(em metros);

l_{cl} – comprimento livre do pilar (em metros);

Segundo a cláusula 5.4.3.2.2 (1) P do EC8-1 existem ainda restrições ao nível da percentagem total de armadura longitudinal, ρ_l , e do modo como esta é distribuída, isto é, caso estejamos na presença de secções transversais simétricas, esta deve estar disposta de forma simétrica, sendo que deve variar entre os valores apresentados na equação (32):

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.04 \quad (32)$$

Deve ainda ser colocado um varão intermédio entre varões de canto, para garantir a integridade do nó de ligação, assim como a ductilidade local, cláusula 5.4.3.2.2 (2) P do EC8-1. Para além disto se $\frac{l_c}{h_c} < 3$, toda a altura do pilar deve ser considerada zona crítica, logo armada como tal, cláusula 5.4.3.2.2 (5) P do EC8-1.

No que concerne ao valor do fator de ductilidade em curvatura, μ_φ , pretende-se que na zona crítica na base de pilares primários, este seja pelo menos igual a 5.2.3.4(3) do EC8-1, assim como, deve garantir um confinamento adequado do núcleo de betão caso seja atingida uma extensão superior a $\varepsilon_{cu2} = 0.035$ em qualquer ponto. Para garantir o disposto neste parágrafo, a cláusula 5.4.3.2.2 (8) do EC8-1, refere que a equação (33) tem de ser verificada:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\varphi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (33)$$

em que:

ω_{wd} – taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (34)$$

μ_φ – valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

ν_d – esforço normal reduzido ($\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$);

$\varepsilon_{sy,d}$ – valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

h_c – altura bruta da secção transversal (paralela à direção horizontal em que se aplica o valor de μ_φ);

h_0 – altura do núcleo confinado(medido ao eixo das cintas);

b_0 – largura do núcleo confinado(em relação ao eixo das cintas);

α – coeficiente de eficácia do confinamento, igual a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$;

Para determinar o coeficiente de confinamento podemos usar as equações (5.16a) e (5.17a) do EC8-Parte 1 para secções retangulares e as equações (5.16b), (5.17b), (5.16c) e (5.17c) para secções circulares.

A figura 6 ajuda a interpretar os conceitos de h_0 , b_0 , h_c , b_c e b_i , figura esta correspondente à figura 5.7 do EC8-1.

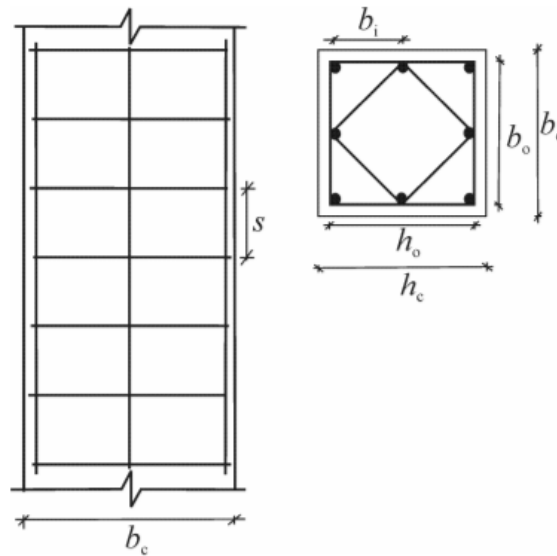


Fig.6 - Confinamento do núcleo de betão

É importante referir ainda que a taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas, ω_{wd} , está limitada a um valor mínimo igual a 0,08, como prescrito em 5.4.3.2.2(9) do EC8-1. Assim como, se devem adotar cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6mm com um espaçamento que permita um certo nível de ductilidade e que restrinja a encurvadura local da armadura longitudinal. A forma das cintas desempenha um papel preponderante na tensão triaxial e por isso a sua forma deve ser pensada de maneira a garantir condições de tensão triaxial na secção transversal. Para que se verifique as condições impostas neste último parágrafo, tal como indicado em 5.4.3.2.2 (11) do EC8-1, o espaçamento, s , das cintas deve ser limitado superiormente, como se pode observar na equação (35).

$$s = \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175\text{mm}; 8d_{bl}\right\} \quad (35)$$

sendo :

b_0 – dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão(em relação ao eixo das cintas);

d_{bl} – diâmetro mínimo dos varões longitudinais(em milímetros);

Assim como a distância entre varões longitudinais consecutivos cintados não pode exceder os 200 mm.

Por fim, deve ser ainda citado o referido em 5.4.3.2.2 (12) P do EC8-1, isto é, que as armaduras transversais na zona crítica na base de pilares sísmicos poderão ser determinadas como indicado no EC2-1, desde que o valor do esforço normal reduzido para a situação de projeto sísmica seja inferior a 0,2 e o valor do coeficiente de comportamento q utilizado no projeto não seja superior a 2,0.

3

EUROCÓDIGO 8 – PARTE 3

O EC8-3 surge como um complemento à parte 1. Apesar de os edifícios que mais acarretam problemas para a vida humana e para a perda de bens advir de edifícios já construídos, os maiores avanços realizados na área da engenharia-sísmica estão mais associados à construção de edifícios novos, sendo por isso fundamental o papel do EC8-3, uma vez que promove a verificação de segurança de edifícios já existentes. O EC8-3 pretende verificar se uma estrutura existente em análise resiste aos esforços que advêm da exigência sísmica a que estão sujeitos. Assim sendo, conclui-se que esta parte do Eurocódigo 8 prende-se sobretudo com a avaliação e reforço estrutural.

A presente dissertação aborda a questão da avaliação de segurança sísmica, não se focando no reforço estrutural. Assim, a descrição do EC8-3 apenas irá dar ênfase nos aspetos relacionados com a verificação de segurança.

3.1. EXIGÊNCIAS DE DESEMPENHO

3.1.1. ESTADOS LIMITE

O EC8-3 na secção 2.1 define 3 estados limites para a estrutura que correspondem ao estado de deterioração das estruturas, sendo que a cada um destes estados correspondem níveis da ação com diferentes períodos de retorno. Esses estados limites são descritos em seguida:

- Estado Limite de Colapso Iminente (“LS of Near Collapse” (NC)) – A estrutura está fortemente danificada, com baixa resistência lateral residual e rigidez, apesar de os elementos verticais ainda serem capazes de suportar cargas verticais. A maioria dos elementos não-estruturais entraram em colapso. Verificam-se grandes deformações e elevados deslocamentos relativos permanentes. A estrutura está perto do colapso e provavelmente não aguentará a ação de outro sismo mesmo que seja de intensidade moderada.
- Estado Limite de Danos Severos (“LS of Significant Damage” (SD)) – A estrutura encontra-se significativamente danificada, apesar de possuir ainda alguma resistência lateral e rigidez. Os elementos verticais são capazes de suportar as cargas verticais. Os elementos não estruturais

encontram-se danificados, com exceção das paredes divisórias e de enchimentos onde não são verificados colapsos fora do plano. Observam-se deslocamentos relativos permanentes moderados. A estrutura aparenta ser capaz de resistir a sismos adicionais de intensidade moderada. Não será economicamente viável a sua reparação.

- Estado Limite de Limitação de Danos (“LS of Damage Limitation” (DL)) – A estrutura encontra-se apenas ligeiramente danificada sem grande cedência dos elementos estruturais que preservaram as suas principais propriedades, tais como a rigidez e a resistência. Os elementos não estruturais, tais como enchimentos e paredes divisórias, podem encontrar-se fendilhados sendo no entanto economicamente viável a sua reparação. A estrutura não apresenta deformações nem deslocamentos relativos permanentes, não precisando por isso de uma reparação muito significativa.

Os estados limites a verificar constam no respetivo anexo nacional de cada país. O número de estados limites a verificar, sendo eles os 3 descritos anteriormente ou apenas dois ou um deles, deve ser definido pelas Autoridades Nacionais.

Os 3 estados limites têm diferentes períodos de retorno para a situação de avaliação sísmica, conferindo um grau de proteção diferente para cada um destes, consoante o nível de deterioração da estrutura. Os respetivos estados limites e os seus associados períodos de retorno, são apresentados na tabela 7.

Tabela 7 - Estado Limite/Período de Retorno

Estado Limite	Período de retorno (anos)	Probabilidade de excedência em 50 anos
NC	2475	2%
SD	475	10%
DL	225	20%

Como referido anteriormente na secção 2.1 da presente dissertação, o requisito de não ocorrência de colapso, definido no EC8-1, tem exatamente o mesmo período de retorno que o estado limite de danos severos definido no EC8-3. Logo, para estes não existe nenhuma diferenciação imposta no grau de segurança aferido entre estruturas a construir e estruturas já existentes.

3.1.2. NÍVEL DE CONHECIMENTO

Uma questão importante que diferencia os edifícios a construir de edifícios existentes prende-se no facto de o nível de conhecimento estrutural, isto é, das propriedades do edifício, ser potencialmente menor no caso de edifícios existentes. Para tentar minimizar este maior desconhecimento, a informação de base necessária deve ser obtida de várias maneiras, tais como:

- Documentação disponível específica do edifício em estudo
- Informação relevante existente
- Inspeções de campo e, na maioria dos casos, ensaios e medições in-situ ou laboratoriais.

Com o objetivo de minimizar erros, devem ser cruzados os dados obtidos pelas diferentes fontes de maneira a minimizar incertezas.

Como prescrito na secção 3.2 do EC8-3, a informação de base necessária para a avaliação estrutural deve cumprir os seguintes pontos:

- Identificação do sistema estrutural e da sua conformidade com os critérios de regularidade apresentados na secção 4.2.3 do EC8-1. As informações devem ser recolhidas a partir de uma inspeção

local ou a partir de desenhos de projeto originais, se disponíveis. Neste último caso, devem também ser recolhidas informações sobre possíveis alterações estruturais desde a construção.

- Identificação do tipo de fundações
- Identificação das condições do solo, tal como prescritas na secção 3.1 do EC8-1.
- Identificação das dimensões e propriedades dos elementos estruturais, assim como as características dos materiais constituintes e o seu respetivo estado de conservação
- Informação de defeitos nos materiais e pormenorização inadequada
- Informações sobre os critérios de projeto sísmico utilizados no projeto inicial, incluindo o valor do coeficiente de comportamento (fator q), quando aplicável
- Descrição da tipologia de utilização adotada no edifício, e da utilização tipo planeada aquando da construção (deve ser identificada a classe de importância, tal como prescrito na secção 4.2.5 do EC8-1)
- Reavaliação das ações impostas tendo em conta a utilização do edifício.
- Informações sobre o tipo e extensão dos danos estruturais anteriores e presentes, quando existentes, incluindo medidas de reparação anteriormente adotadas.

Dependendo da quantidade e da qualidade das informações recolhidas nos pontos anteriormente mencionados, devem ser adotados diferentes tipos de análise e diferentes valores dos fatores de confiança, sendo definidos na secção 3.3 do EC8-3, três tipos de nível de conhecimento, sendo eles:

- KL1 - Conhecimento Limitado
- KL2 – Conhecimento Normal
- KL3 – Conhecimento Total

Os fatores que determinam o nível de conhecimento estrutural do edifício são apresentados em síntese, tal como prescrito no artigo nº 3.3.1 (2) do EC8-3:

- Geometria: as propriedades geométricas do sistema estrutural e de elementos não estruturais (por exemplo, painéis de enchimento de alvenaria) que podem afetar a resposta estrutural.
- Pormenorização: quantidade e pormenorização das estruturas em betão armado, ligações entre elementos em aço, ligação dos diafragmas do piso à estrutura de resistência lateral, a ligação das juntas de argamassa das alvenarias, e a natureza de qualquer tipo de elementos de reforço.
- Materiais – As propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

O nível de conhecimento estrutural define o tipo de análise estrutural e o fator de confiança (CF) pelo qual serão divididos os valores afetos às propriedades dos materiais a adotar no edifício. A tabela 8 relaciona estes três parâmetros.

Tabela 8 - Nível de conhecimento/Parâmetros definidores

Nível Conhecimento	Geometria	Pormenorização	Materiais	Análise	CF
KL1	Peças desenhadas do projeto originais e inspeção visual ou inspeção completa	Conceção de acordo com a prática relevante e inspeção limitada in-situ	Valores padrão de acordo com as normas da época de construção e ensaios in-situ limitados	Análise Estática/Dinâmica Linear	1,35
KL2	Peças desenhadas do projeto originais e inspeção visual ou inspeção completa	A partir de desenhos de construção detalhados originais incompletos com inspeção in-situ limitada ou inspeção in-situ extensa	A partir de especificações de projeto originais com ensaios limitados in-situ ou testes in-situ extensos	Todas	1,20
KL3	Peças desenhadas do projeto originais e inspeção visual ou inspeção completa	A partir de desenhos de construção detalhados originais com inspeção in-situ limitada ou inspeção in-situ completa	A partir de relatórios de ensaios originais com ensaios limitados in-situ ou ensaios in-situ completos	Todas	1,00

Como referido em [Fernandes,2008] quaisquer deficiências localizadas identificadas nos elementos estruturais devem ser consideradas para efeitos de modelação da estrutura. Nomeadamente, se existirem perdas localizadas de rigidez devido a fendilhação excessiva ou degradação do betão, dever-se-á definir para as secções afetadas uma nova rigidez que contabilize esse efeito. O valor da rigidez secante no ponto correspondente à cedência no diagrama momentos-curvatura, ou mais simplificado, metade da rigidez inicial constituem boas aproximações.

Tendo em conta os fatores anteriormente referidos que determinam o nível de conhecimento, é apresentado uma breve descrição afeta a cada um destes níveis, e que é prescrita, nas secções de 3.3.2 a 3.3.4 do EC8-3.

3.1.2.1. KL1 – Nível de Conhecimento Limitado – Breve Descrição

- Geometria: A geometria geral da estrutura e o tamanho dos elementos são conhecidas (a) através da investigação (b) através de desenhos originais usados para a construção inicial ou para modificações subsequentes. Em caso de (b) deve ser verificado no local um lote de inspeções suficientes à geometria e secções dos elementos. Em caso de discrepâncias nos desenhos estruturais deve ser realizado um levantamento dimensional mais completo.
- Pormenorização: os pormenores estruturais não são conhecidos a partir de desenhos de construção detalhados mas podem ser estimados com base num dimensionamento simulado de acordo com a prática de dimensionamento habitual na época da construção; Neste caso, inspeções limitadas nos elementos mais críticos devem ser realizadas para verificar se os pressupostos correspondem à situação real. Caso contrário, é necessária uma inspeção in-situ mais extensa.
- Materiais: nenhuma informação direta sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção está disponível, quer a partir das especificações de projeto originais ou dos relatórios de ensaios originais. Valores por defeito devem ser assumidos de acordo com as normas no momento da construção, acompanhados de ensaios in-situ limitados nos elementos mais críticos.

A informação recolhida deve ser suficiente para a realização de verificações locais da capacidade dos elementos e para a criação de um modelo de análise estrutural linear, estático ou dinâmico.

3.1.2.2. KL2 – Nível de Conhecimento Normal – Breve Descrição

- Geometria - A geometria geral e o tamanho dos elementos são conhecidos quer (a) a partir de uma pesquisa alargada ou (b) a partir de desenhos originais utilizados tanto para a construção original como para quaisquer modificações subsequentes. No caso (b), deve ser verificada no local uma amostra suficiente das dimensões da geometria geral e das secções dos elementos; Se existirem discrepâncias significativas nos desenhos estruturais, é necessário um levantamento dimensional mais completo.
- Pormenorização - Os detalhes estruturais são conhecidos quer por inspeção in-situ extensa quer por desenhos de construção detalhados incompletos. Neste último caso, devem ser realizadas inspeções in-situ limitadas nos elementos mais críticos para verificar se as informações disponíveis correspondem à situação real.
- Materiais - As informações sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção estão disponíveis tanto através de ensaios extensos in-situ ou de especificações de dimensionamento originais. Neste último caso, devem ser realizados ensaios in-situ limitados.

A informação recolhida deve ser suficiente para a realização de verificações locais da capacidade dos elementos e para a criação de um modelo estrutural linear ou não linear, estático ou dinâmico.

3.1.2.3. KL3 – Nível de Conhecimento Total – Breve Descrição

- Geometria - A geometria geral e o tamanho dos elementos são conhecidos quer (a) a partir de uma pesquisa completa ou (b) a partir de desenhos originais completos utilizados tanto para a construção inicial como para quaisquer modificações subsequentes. No caso (b), deve ser verificada no local uma amostra suficiente das dimensões da geometria geral e das secções dos elementos; Se existirem discrepâncias significativas nos desenhos estruturais, é necessário um levantamento dimensional mais completo.
- Pormenorização - Os pormenores estruturais são conhecidos quer por inspeção in-situ abrangente quer por um conjunto completo de desenhos de dimensionamento detalhados. Neste último caso, devem ser

realizadas inspeções in-situ limitadas nos elementos mais críticos para verificar se a informação disponível corresponde à situação real.

- Materiais - As informações sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção encontra-se disponível quer a partir de ensaios in-situ completos ou de relatórios de ensaios originais. Neste último caso, devem ser realizados ensaios in-situ limitados.

A informação recolhida deve ser suficiente para a realização de verificações locais da capacidade dos elementos e para a criação de um modelo estrutural linear ou não linear, estático ou dinâmico.

3.1.2.4. Definição dos níveis de inspeção e ensaios

Como prescrito no artigo 3.3.4 (1) P do EC8-3 a classificação dos níveis de inspeção e ensaios depende da percentagem de elementos estruturais que devem ser verificados para obter pormenores, bem como do número de amostras de materiais por piso que têm de ser ensaiadas. A tabela 9 da presente dissertação corresponde à tabela 3.2 do EC8-3 e refere os requisitos mínimos recomendados para diferentes níveis de inspeções e ensaios.

Tabela 9- Requisitos mínimos para inspeção e ensaios

	Inspeção (dos pormenores)	Ensaio (dos materiais)
	Para cada tipo de elemento primário (vigas/pilares)	
Nível de Inspeção e Ensaios	Percentagem de elementos verificados para os pormenores	Amostras de materiais por piso
Limitado	20	1
Extenso	50	2
Completo	80	3

3.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

Como prescrito no artigo 4.4.1 (1) P do EC8-3, os efeitos da ação sísmica a combinar com as restantes cargas de projeto podem ser avaliadas recorrendo a um dos seguintes métodos:

- Método das forças laterais, descrito na presente dissertação na secção 2.4.
- Análise modal por espectro de resposta (análise linear)
- Análise pushover (análise não linear)
- Análise dinâmica não linear (tempo-história)
- Análise pelo método do coeficiente de comportamento (q).

Apenas tem interesse para a presente dissertação a discussão dos métodos de análise linear, como mais tarde será referido, uma vez que este foi o procedimento adotado no presente caso de estudo. Posto isto, realça-se que a viabilidade da análise linear está dependente dos princípios enumerados no EC8-1, e que o EC8-3 apenas impõe uma condição complementar para as estruturas já existentes, sendo ela a uniformidade do rácio, ρ , nos elementos primários resistentes, rácio este entre o momento fletor atuante e a respetivo momento resistente, $\rho = \frac{D}{C}$ (resposta/capacidade).

O EC8-3 impõe que nos elementos primários dúcteis a equação, $2 < \frac{\rho_{máx}}{\rho_{min}} < 3$, deve ser verificada sendo que $\rho_{máx}$ e ρ_{min} correspondem aos valores máximos e mínimos da razão entre a resposta e a capacidade, considerando apenas valores de $\rho \geq 1$.

Quanto aos elementos frágeis, é pretendido que a capacidade seja maior que a exigência, sendo que esta é obtida através da análise elástica caso os elementos dúcteis se encontrem em regime elástico, isto é $\rho \leq 1$, ou determinada através de equações de equilíbrio caso os componentes dúcteis relevantes estejam em regime plástico $\rho > 1$.

Não esquecendo contudo que nos modelos elásticos deve ser determinada uma rigidez global realista da estrutura que simula o efeito da fendilhação.

3.3. MODELOS DE CAPACIDADE PARA AVALIAÇÃO

3.3.1. INTRODUÇÃO

Antes de entrar nas verificações propriamente ditas é importante definir os mecanismos dúcteis e frágeis, sendo eles:

- Dúcteis: Mecanismos associados à flexão simples ou composta
- Frágeis: Mecanismos associados ao esforço transversal

3.3.2. ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS À FLEXÃO SIMPLES OU COMPOSTA

3.3.2.1. Estado Limite de Limitação de Danos

Como enunciado no anexo A, cláusula A.3.2.4 (2) do EC8-3, no caso em que a verificação é realizada em termos de deformações, a capacidade correspondente é dada pela rotação da corda de cedência θ_y , avaliada pela equação (36) no que concerne a vigas e pilares, e pela equação (37) no que concerne a secções transversais em T.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_{vz}}{3} + 0.014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (36)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_{vz}}{3} + 0.0013 + \phi_y \frac{d_{bL} f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (37)$$

em que:

L_v – Razão entre momento e esforço transversal, adotado por simplificação como metade do vão para vigas e metade da altura para pilares;

α_v – Variação da tensão no diagrama de momentos;

z – Braço interno do elemento

h – Altura da secção transversal

f_y – Tensão de cedência do aço em MPa

f_c – Tensão de cedência do betão em MPa

d_b – Valor médio do diâmetro da armadura tracionada

ϕ_y – Curvatura de cedência

3.3.2.2. Estado Limite de Colapso Iminente

Como prescrito no Anexo A, secção A.3.2.2 do EC8-3, o valor da capacidade total de rotação da corda (parte elástica mais parte inelástica) última, θ_{um} , de elementos de betão armado sob ação de uma carga cíclica pode ser calculado a partir da equação (38).

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; w')}{\max(0,01; w)} f_c \right]^{0,225} \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (38)$$

em que:

γ_{el} – Igual a 1,15 para elementos primários e 1,0 para elementos secundários;

h – Altura da secção transversal;

L_v – Razão entre momento e esforço transversal, adotado por simplificação como metade do vão para vigas e metade da altura para pilares;

$v = \frac{N}{bh f_c}$ Com b sendo a largura da zona comprimida e N o esforço axial, positivo para compressão;

w – Taxa mecânica de armadura de tração;

w' – Taxa mecânica de armadura de compressão;

f_c – Resistência à compressão do betão em MPa;

f_{yw} – Resistência de cedência da armadura transversal em MPa;

$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h}$ – Percentagem de armadura paralela à direção do carregamento em que s_h corresponde ao espaçamento dos estribos, b_w à largura da alma e A_{sx} à área de armadura;

ρ_d – Percentagem de armadura inclinada;

α – Fator da eficácia do confinamento que pode ser determinado através da equação (39):

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0} \right) \quad (39)$$

em que:

b_0 e h_0 – Dimensões do núcleo de betão confinado;

b_i – Espaçamento entre varões longitudinais.

3.3.2.3. Estado Limite de Danos Severos

O valor da capacidade de rotação da corda, θ_{sd} , é obtido multiplicando o θ_{um} do estado limite de colapso iminente por 0,75.

3.3.3. ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO SUJEITO AO ESFORÇO TRANSVERSO

Apenas é requerida a verificação ao corte para o estado limite de colapso iminente, na situação em que a análise é feita incluindo este estado limite. Caso contrário, a verificação ao esforço transversal é feita para os restantes estados limites utilizando a mesma expressão.

Sendo assim, a norma impõe no artigo A.3.3.1 (1) do EC8-3, anexo A, que a resistência ao corte controlada pela armadura transversal, pode ser calculada através da equação (40).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_{c+} V_w \right] \right] \quad (40)$$

sendo que :

γ_{el} – Igual a 1,15 para elementos primários e 1,0 para elementos secundários;

h – Altura da secção transversal;

x – Altura da zona comprimida;

N – Esforço axial de compressão (positivo, igual a zero para tração);

L_v – Razão entre momento e esforço transversal, adotado por simplificação como metade do vão para vigas e metade da altura para pilares;

A_c – Área da secção de betão;

f_c – Resistência à compressão do betão em MPa;

ρ_{tot} – Percentagem da armadura longitudinal;

μ_{Δ}^{pl} – Exigência de ductilidade, obtida através da equação (41);

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{(\theta - \theta_y)}{\theta_y} \quad (41)$$

V_w – Contribuição das armaduras de esforço transversal para a resistência ao corte, igual à equação (42) para secções retangulares e à equação (43) para secções circulares;

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (42)$$

$$V_w = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yw} \cdot (D - 2c) \quad (43)$$

em que :

ρ_w – Percentagem da armadura transversal;

b_w – Largura da secção transversal;

z – Braço interno do elemento;

f_{yw} – Tensão de cedência da armadura transversal em MPa;

D – diâmetro da secção;

A_{sw} – Área da secção transversal do estribo circular;

s – Espaçamento da armadura transversal / estribos;

c – Recobrimento;

Se num pilar de betão armado a razão do vão de corte, $\frac{L_V}{h}$, for menor ou igual a 2, a resistência ao corte não deve ser superior a um valor máximo, $V_{R,máx}$, que sob carga cíclica pode ser calculado através da equação (44).

$$V_{R,máx} = \frac{\frac{4}{7} \left(1 - 0.02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0.45(100 \rho_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin \delta \quad (44)$$

onde :

δ é o ângulo entre a diagonal e o eixo do pilar calculado por $\tan \delta = \frac{h}{2L_V}$, e as restantes variáveis encontram-se definidas na presente secção.

4

CASO DE ESTUDO

4.1. GENERALIDADES

O edifício em estudo localiza-se na cidade de Lisboa, sendo constituído por 4 pisos acima do nível do solo, cada piso com uma altura de 3 metros, tendo portanto uma altura total de 12 metros.

O edifício apresenta na direção x (arbitrada na figura 7) 4 vãos de 4,30 cada e na direção y 3 vãos igualmente de 4,30 cada. A área de implantação é portanto 227.94 m².

No que concerne aos elementos estruturais, verticais e horizontais, o edifício é dimensionado em betão armado. Os elementos não estruturais correspondem a paredes de alvenaria exterior (parede dupla com tijolo de 11cm + 7cm e caixa de ar de 2cm, mais 2cm de reboco em cada face).

O caso de estudo apresenta um edifício de escritórios, correspondendo portanto a uma classe de importância II e está inserido num terreno onde o solo é classificado como sendo do tipo B.

Optou-se por conceber, dimensionar e pormenorizar esta estrutura para duas classes de ductilidade: ductilidade baixa e ductilidade média. Assim foram dimensionados 2 edifícios, de acordo com as especificações presentes no Eurocódigo 8.

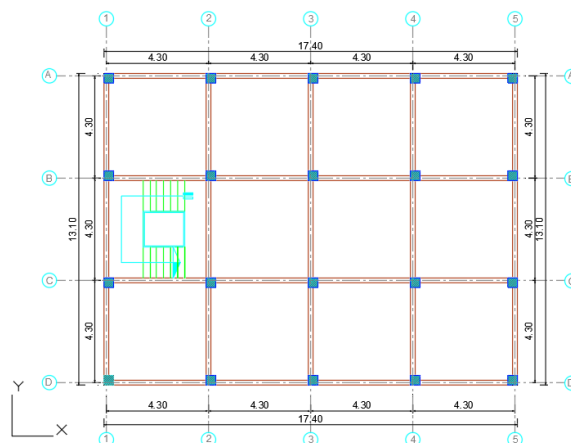


Fig.7 – Planta do caso de estudo

4.2. MATERIAIS

4.2.1. BETÃO

O betão utilizado no presente caso de estudo foi o betão da classe 30/37 cujas respetivas características são apresentadas na tabela 10.

Tabela 10 - Propriedades do betão 1

Material – Betão C30/37	Características
f_{ck}	30 MPa
f_{cd}	20 MPa
E_{cm}	33 GPa
f_{ctm}	2,9 MPa
γ (peso volúmico)	25 kN/m ³

4.2.2. AÇO

O aço utilizado no caso de estudo da presente dissertação foi o da classe A500, cujas características são apresentadas na tabela 11.

Tabela 11 - Propriedades do aço

A500	Características
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
E_s	200 GPa
ϵ_{yd}	2,18x10 ⁻³
γ_s	78 kN/m ³

O aço pertence à classe C, em que a forma do produto é fios e varões, como descrito no quadro C.1 do EC8-1.

4.3. AÇÕES

O caso em estudo encontra-se sujeitos a vários tipos de ação de natureza diferente, sendo que se procedeu à sua distinção em 3 categorias, sendo elas, cargas permanentes, sobrecargas e ações devido ao sismo, sendo que esta última é abordada posteriormente na secção 4.7 e 4.8. Define-se que não se usou a ação do vento por se considerar que não era condicionante face à ação sísmica.

4.3.1. CARGAS PERMANENTES

4.3.1.1. Piso Tipo

- Peso próprio da laje com espessura de 0,15m – 3,75 kN/m²

b. Restantes cargas permanentes:

b.1. Revestimentos de piso e paredes divisórias – 2,5 kN/m²

b.2. Paredes Exteriores – 5,4 kN/m

b.3. Escadas – 8.06 kN/m

4.3.1.2. Piso Cobertura

Peso próprio da laje com espessura de 0,15m – 3,75 kN/m²

De referir, que nas vigas exteriores, o peso da alvenaria das paredes exteriores que se considerou corresponde a 75% do seu peso para ter em conta as aberturas. O valor apresentado corresponde já ao valor final.

4.3.2. SOBRECARGAS

4.3.2.1. Piso Tipo

Tendo em conta a utilização-tipo do edifício e através do quadro 6.1 do EC1 (CEN,2009), define-se a categoria do edifício em estudo. Sendo que a utilização específica a que está sujeito é escritórios, este insere-se na categoria B do quadro anteriormente mencionado. Posteriormente, recorrendo ao quadro 6.2, também ele presente no EC1, vemos que a este tipo de categoria correspondem sobrecargas no valor de 2 a 3 kN/m² de maneira a estar do lado da segurança adotou-se o maior valor.

Em resumo apresentam-se na tabela 12, os valores dos coeficientes parciais, Ψ , adotados correspondentes à respetiva categoria de utilização, valores estes retirados do Quadro A1.1 do EC0 (CEN,2001).

Tabela 12 - Coeficientes Parciais

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga em Edifício de Categoria B	0,7	0,5	0,3

4.3.2.2. Piso Cobertura

No que diz respeito à sobrecarga da cobertura o quadro 6.9 do EC1 define o tipo de cobertura consoante a utilização específica. Como a cobertura presente neste trabalho é do tipo não acessível, está portanto inserida na categoria H deste mesmo quadro, assim sendo, e recorrendo em seguida ao Quadro 6.10, chegamos ao valor da sobrecarga para este tipo de cobertura. Mas, por simplificação decidiu-se não a considerar, uma vez, que não tem efeitos significativos nas posteriores análises de resultados.

4.3.3. COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

O EC0 prescreve um conjunto de combinações de ações que devem ser consideradas para a verificações dos estados limites.

Estado Limite Último – Combinação Fundamental - artigo 6.4.3.2 do EC0

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{g,i} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (45)$$

Estado Limite Último - Ação Sísmica – artigo 6.4.3.4 do EC0

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (46)$$

Estado Limite de Serviço – Combinação Quase Permanente – artigo 6.5.3 (c) do EC0

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (47)$$

sendo :

γ_G – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G, sendo igual a 1,35 como indicado no quadro A1.2 (B) do EC0;

γ_Q – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q, sendo igual a 1,5 como indicado no quadro A1.2 (B) do EC0;

ψ_0 – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;

ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis;

E_d – Valor de dimensionamento do efeito de uma ação;

G_k – Valor característico de uma ação permanente;

$Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável;

$Q_{k,1}$ – Valor característico de uma ação variável base;

A_{Ed} – Valor de cálculo da ação sísmica ($A_{Ed} = \gamma_l \cdot A_{Ek}$) , em que γ_l corresponde ao coeficiente de importância e A_{Ek} é o valor característico da ação sísmica para o período de retorno de referência.

4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.4.1 VIGAS

Como prática de um bom pré-dimensionamento e tendo em conta os valores correntemente utilizados é fundamental que as vigas sejam calculadas tendo em conta a sua resistência em estado limite último.

Assim sendo e sabendo à partida que as vigas têm de respeitar parâmetros de esbelteza, deve seguir-se a equação (48), de maneira a garantir o anteriormente citado.

$$h_{viga} = \frac{L_{maior}}{12} \quad (48)$$

Onde L_{maior} corresponde ao maior vão da viga e como se pode comprovar na planta da figura 8, este é igual a 4,3 metros. Assim, a altura da viga, h_{viga} , é inicialmente definida igual a 0,4.

No que diz respeito à largura da viga, b_w , esta deve ser calculada em função da altura da mesma, tendo como boa prática, os valores apresentados na equação (49).

$$b_w = (0.3 \text{ a } 0.5) h_w \quad (49)$$

Esta equação leva-nos a valores entre 0,12 e 0,2. Assim sendo e como o dimensionamento efetuado em seguida é um processo iterativo, existe alguma liberdade na adoção deste valor.

Considerou-se então para a solução inicial das vigas 0,4mx0,15m.

4.4.2. PILARES

Uma vez que o edifício em estudo se encontra numa zona de sismicidade moderada decidiu-se que os pilares deveriam ser pré-dimensionados pelo critério de carga axial. Tendo em conta a equação corrente de pré-dimensionamento dos mesmos, equação esta que engloba o efeito das cargas verticais em estado limite último, estimou-se as dimensões dos pilares através da equação (50).

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0,6 a 0,8 f_{cd}} \quad (50)$$

Posto isto, tendo em conta as cargas a que a estrutura está sujeita, cargas estas definidas anteriormente, e a respetiva área de influência dos diversos pilares, decidiu-se dividir estes em 3 categorias diferentes, tendo em conta o esforço axial a que estariam sujeitos, categorias estas de agora em diante definidoras do tipo de pilar: Pilares de Canto, Pilares Centrais e Pilares Laterais. A planta da figura 8 permite-nos identificar os diferentes tipos de pilar e a sua disposição no piso tipo.

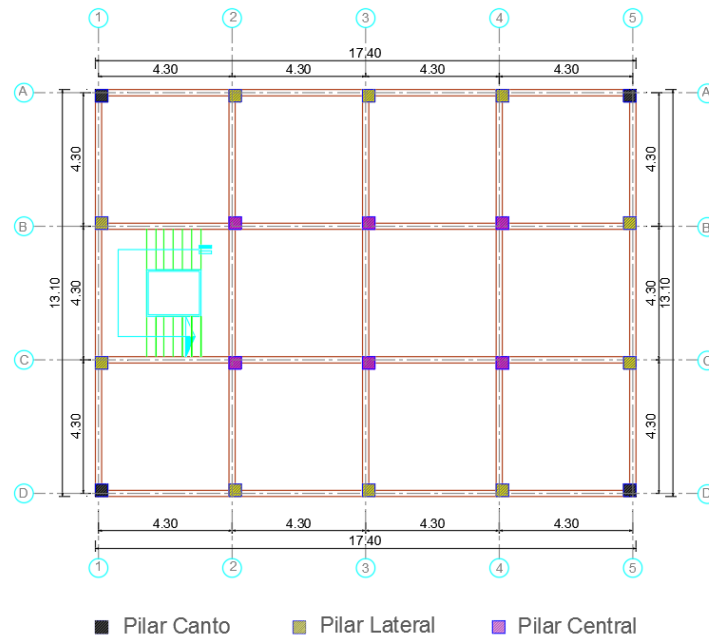


Fig.8 - Tipologia dos Pilares

Como exemplo explicativo, procede-se ao pré-dimensionamento de uma tipologia de pilares, sendo escolhido o Pilar de Canto. Os passos em seguida apresentados (pela ordem das equações) foram os mesmos para todas as restantes tipologias, alterando apenas as áreas de influência:

$$N_{sd} = 1,35 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_k \quad (51)$$

Sendo G_k as cargas permanentes em kN e Q_k as cargas variáveis em kN, logo:

$$G_k = (\text{Cargas Revestimento de Piso} + \text{Paredes Divisórias} + \text{Cargas Peso Próprio da Laje}) \cdot A_{inf} + (\text{Cargas Paredes Exteriores}) \cdot L_{vão} \quad (52)$$

$$Q_k = \text{Sobrecarga} \cdot A_{inf} \quad (53)$$

Como A_{inf} corresponde à área de influência e $L_{vão}$ é o comprimento do vão, temos:

$$G_k = (2,5 + 25 * 0,15) * \left(\frac{4,30}{2} * \frac{4,30}{2} \right) + 5,4 * 4,3 = 60,4 \text{ kN}$$

$$Q_k = 3 * \left(\frac{4,30}{2} * \frac{4,30}{2} \right) = 13,87 \text{ kN}$$

Posto isto:

$N_{sd} = 1,35 * 60,4 + 1,5 * 13,87 = 102,35 \text{ kN}$, como todos os valores anteriores foram calculados por piso temos de multiplicar pelo número de pisos, assim sendo, $N_{sd\text{final}} = 409,38 \text{ kN}$ e:

$$A_c \geq \frac{409,38}{0,6 * 20000} = A_c = 0,035 \text{ m}^2$$

Considerando os pilares quadrados, as dimensões dos lados são iguais a $\sqrt{A_c}$, logo temos uma dimensão 0,20x0,20m.

Assim sendo a tabela 13, surge como resumo das dimensões adotadas no pré-dimensionamento em função da tipologia de pilar.

Tabela 13 - Dimensões adotadas no pré-dimensionamento

Pilares	Dimensões (metros)
Pilar de Canto	0,20x0,20
Pilar Lateral	0,25x0,25
Pilar Central	0,3x0,3

4.4.3. LAJES

A espessura da laje era um dos dados já previamente fornecidos antes do início do estudo, sendo que esta espessura corresponde, como já mencionado, a 0,15m. Como se trata de uma laje maciça, os valores da espessura estão normalmente compreendidos entre o intervalo proposto na equação (54):

$$e_{laje} = \frac{L_{v\text{maior}}}{25 \text{ a } 30} = \frac{4,3}{30} \cong 0,15 \text{ m} \quad (54)$$

Podemos observar portanto que a espessura é adequada ao tipo de laje presente neste trabalho.

4.4.4. FUNDAÇÃO

A fundação não foi alvo de estudo deste trabalho, uma vez que não se enquadrava nos objetivos do mesmo, assim sendo, foi considerado que o solo tem capacidade de absorver sem apresentar níveis de deformação inadequadas os efeitos de todas as ações.

4.5. MODELAÇÃO

A modelação do edifício foi efetuada com recurso ao programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis de maneira a obter a resposta estrutural em termos de deformações, esforços e deslocamentos nos vários elementos estruturais e para as várias combinações de ações necessárias ao dimensionamento.

Considerou-se um modelo de cálculo tridimensional, com recurso a elementos de barra e distribuiu-se adequadamente a rigidez e a massa de maneira a que os modos de deformação e as forças de inércia sejam adequadamente representadas.

Como prescrito no artigo nº 4.3.1 (6) (7) do EC8-1, em edifícios de betão armado a rigidez dos elementos deverá ser avaliada tendo em conta o efeito da fendilhação e a não ser no caso em que sejam efetuadas análises mais rigorosas pode considerar-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão são iguais a metade da rigidez dos elementos não fendilhados.

Considerou-se a rigidez à torção dos elementos estruturais nula e considerou-se os efeitos acidentais de torção de maneira apropriada seguindo o exposto na secção 4.3.2 do EC8-1.

Quanto à laje, esta foi modelada no edifício como sendo um diafragma rígido horizontal.

Por fim é importante referir que a ação sísmica foi analisada tendo por base o método de análise por forças laterais, cuja adequabilidade é mostrada na secção 4.6. As forças sísmicas foram simuladas no modelo, distribuindo-as como forças horizontais nos 2 eixos do plano e por pisos. As ações atuantes para além das forças sísmicas foram definidas e combinadas como exposto na secção 4.3.3 da presente dissertação intituladas como:

- **RCP** no modelo (paredes divisórias, revestimentos de piso e paredes exteriores) sendo que as paredes divisórias e os revestimentos foram aplicadas como uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento enquanto as paredes exteriores foram representadas por uma carga linear uniforme.
- **Peso Próprio** automaticamente calculado pelo programa.
- **Escadas**, que apesar de pertencer igualmente às cargas permanentes, foi modelada noutro caso de carga e posteriormente combinada. Esta carga está representada por uma carga linear uniforme e distribuída pelas vigas onde as escadas apoiam.
- **Sobrecargas** representada como uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento.

A figura 9 mostra uma vista do edifício modelado.

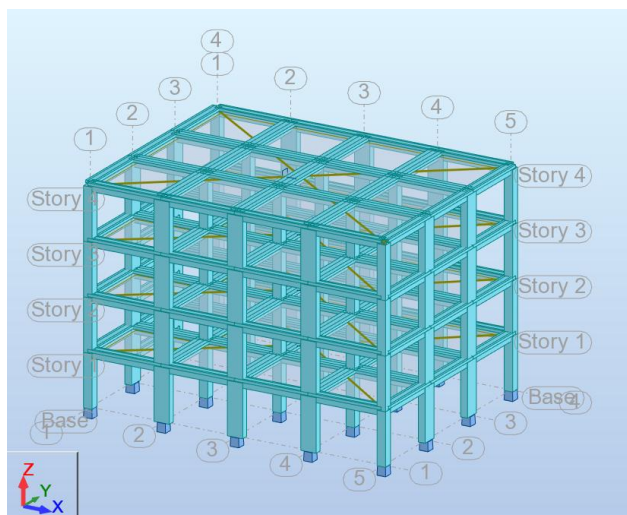


Fig.9 - Edifício Modelado

4.6. REGULARIDADE EM PLANTA / ALTURA

4.6.1. PLANTA

Como a estrutura apresenta:

- Aproximadamente simetria em relação a dois eixos ortogonais;

- É delimitada em cada piso por uma linha convexa;
- A rigidez dos pisos no plano é suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais;
- A esbelteza em planta é inferior a 4, $\lambda = \frac{L_{máx}}{L_{min}} = \frac{17.40}{13.10} = 1,328 < 4$
- Em cada nível e em cada direção a excentricidade estrutural, e_{0x} é inferior a 30% do raio de torção, e este é superior ao raio de giração da massa do piso em planta.

Pode concluir-se que a estrutura apresenta regularidade em planta.

4.6.2. ALTURA

Como todos os critérios subjacentes à secção 4.2.3.3 do EC8-1 são cumpridos, a estrutura apresenta regularidade em altura.

4.6.3. APLICABILIDADE DO MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

Recorrendo ao quadro 4.1 do EC8-1, pode concluir-se que a análise elástica linear designada por método das forças laterais é adequada ao seguinte caso de estudo.

4.7. ANÁLISE SÍSMICA-BAIXA DUCTILIDADE

4.7.1. ZONA DO TERRITÓRIO / TIPO DE TERRENO

O edifício em estudo, como já referido anteriormente, localiza-se na zona de Lisboa, o que em termos de zona sísmica corresponde à zona 1.3, no que à ação sísmica tipo 1 concerne, e na zona 2.3 no que à ação sísmica tipo 2 diz respeito.

Posto isto, através do Anexo NA.1 do EC8-Parte 1, conclui-se que a aceleração, a_{gR} , é 1,5 m/s² e 1,7 m/s² para ação sísmica tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

Como referido anteriormente o terreno em estudo é do tipo B.

4.7.2. ESPECTRO DE CÁLCULO

Como referido em 2.2.3 do presente trabalho, o espectro de cálculo para as componentes horizontais da ação sísmica, $S_d(T)$, é dado em função de q , β , a_g , T_B , T_c , T_D , S e T , variáveis estas que serão definidas na presente secção de maneira a definir o espectro de resposta.

Tendo em conta as considerações do Quadro NA-3.2 do EC8-1, podemos retirar os valores definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica de tipo 1 (tabela 14) e para a ação de tipo 2 (tabela 15).

Tabela 14 - Parâmetros definidores Tipo 1

Tipo de Terreno	$S_{máx}$	T_B (s)	T_c (s)	T_D (s)
B	1,35	0,1	0,6	2,0

Tabela 15 - Parâmetros definidores Tipo 2

Tipo de Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
B	1,35	0,1	0,25	2,0

Como é indicado na NA-3.2.2.2 (2) P do EC8-1, para valores de a_{gR} entre 1 e 4, o coeficiente do solo S é determinado através da equação (55).

$$S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (55)$$

Logo, para o tipo 1, $S = 1,35 - \frac{1,35-1}{3} (1,5 - 1) = 1,29$ e para o tipo 2, $S = 1,35 - \frac{1,35-1}{3} (1,7 - 1) = 1,27$. Assim sendo, para que se possa obter o espectro de cálculo, apenas falta o período de vibração de um sistema linear equivalente com um grau de liberdade. Uma vez que, como estamos a dimensionar em baixa ductilidade, não é necessário proceder ao cálculo do coeficiente de comportamento, porque este corresponde ao valor mais baixo que se pode adotar sendo por isso igual a 1,5.

4.7.2.1. Cálculo do período de vibração / Método de Rayleigh

Quanto ao período de vibração, este depende das dimensões finais adotadas para as vigas e pilares, uma vez que estas dimensões afetam a massa e a distribuição de rigidez, que por sua vez afetam o período. Assim sendo, vamos considerar os resultados finais do dimensionamento, mais tarde explicado neste capítulo, para que tenhamos a resposta real da estrutura, uma vez que as dimensões do pré-dimensionamento, tiveram de ser alteradas por um processo iterativo de aproximação aos resultados pretendidos. Com as dimensões finais, decidiu-se que para além dos resultados fornecidos na análise modal pelo programa de cálculo automático, iria também proceder-se ao cálculo da frequência pelo método de Rayleigh, de maneira a existir termos comparativos e assim um resultado o mais aproximado possível da realidade. Sendo que a frequência escolhida para cada direção é a que mais condiciona o espectro de cálculo.

Antes de começar a descrever as escolhas adotadas no caso de estudo em análise, é importante indicar a fórmula de Rayleigh e os respetivos significados das variáveis nela presente. Esta é descrita na equação (56):

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}{\sum_{i=1}^n F_i d_i^2}} \quad (56)$$

em que:

f – frequência;

g – aceleração gravítica;

F_i – força mássica do piso i ;

d_i – deslocamento do piso i .

De notar que na direção y , como representado na figura 11, procedeu-se ao cálculo da frequência para o deslocamento máximo e para a média dos deslocamentos, uma vez que devido à viga da escada, não existe uma distribuição uniforme de deslocamentos por piso. Tal não acontece na direção x , como podemos observar na figura 10. Nesta direção o deslocamento é de facto uniforme. Quanto à modelação no software que nos permitiu obter os deslocamentos por piso, esta passou por calcular as forças

mássicas horizontais por piso e carregar a estrutura com estas, distribuindo - as quer na direção x quer na direção y pelo número de pórticos (figura 12 e figura 13).

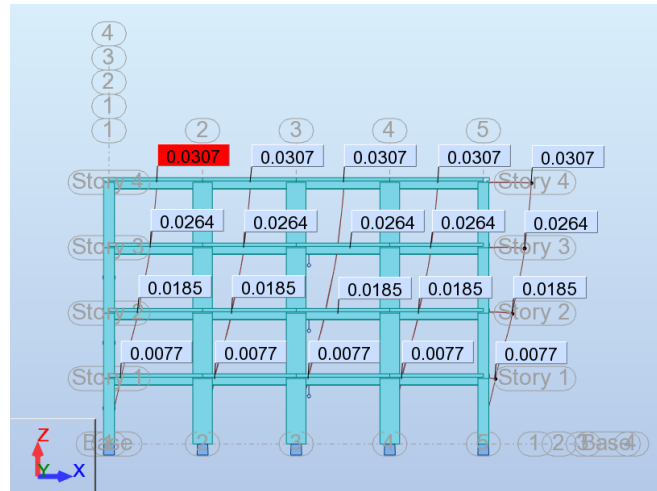


Fig.10 - Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção x (baixa ductilidade)

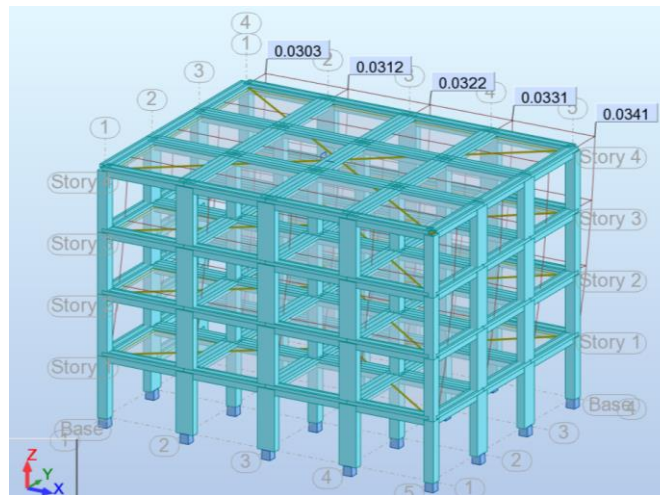


Fig.11 - Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção y (baixa ductilidade)

É importante referir que os deslocamentos presentes nas figuras 10 e 11 correspondem à estrutura de rigidez total, mas como o EC8-1 preconiza que devem ser considerados os efeitos de fendilhação, admitindo 50% da rigidez total, estes deslocamentos são multiplicados por dois e posteriormente usados no método de Rayleigh.

O cálculo das forças mássicas por piso segue o prescrito no artigo 3.2.4 (2) do EC8-1, isto é, o indicado nas equações (57) e (58), seguidamente apresentadas:

$$\sum G_{k,j} \cdot \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (57)$$

em que :

$G_{k,j}$ – Carga permanente por piso em [kN];

$Q_{k,i}$ – Carga variável por piso em [kN]

$\Psi_{E,i}$ – Coeficiente de combinação para a ação variável i, determinado por:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (58)$$

onde $\varphi = 0,8$ pelo quadro 4.2 do EC8-1 e $\Psi_{2,i}=0,3$ pelo Quadro A1.1 do EC0.

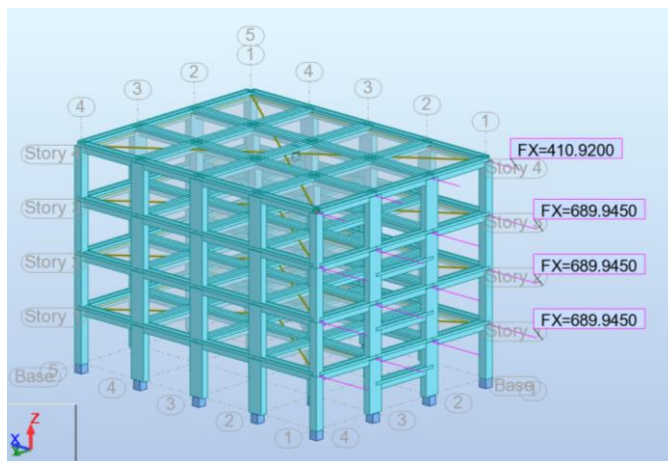


Fig.12 - Forças Mássicas direção x (baixa ductilidade)

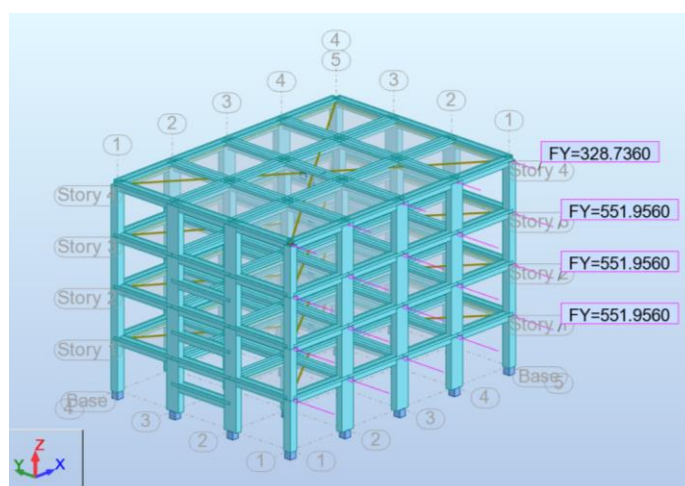


Fig.13 - Forças Mássicas direção y (baixa ductilidade)

Na tabela 16 resume-se os valores utilizados no método de Rayleigh.

Tabela 16 - Valores utilizados pelo Método de Rayleigh (baixa ductilidade)

Rayleigh			
Direção X	Deslocamento (m)	Forças Mássicas (kN)	Frequência (Hz)
Piso 1	0,015346	2759,78	2,30
Piso 2	0,03703	2759,78	
Piso 3	0,052828	2759,78	
Piso 4	0,061324	1643,68	
Direção Y	Deslocamento Máximo (m)	Forças Mássicas (kN)	
Piso 1	0,017526	2759,78	2,18
Piso 2	0,041634	2759,78	
Piso 3	0,058928	2759,78	
Piso 4	0,068072	1643,68	
Direção Y	Média Deslocamentos (m)	Forças Mássicas (kN)	
Piso 1	0,01669	2759,78	2,25
Piso 2	0,039364	2759,78	
Piso 3	0,05555	2759,78	
Piso 4	0,06429	1643,68	

Assim sendo, e tendo em conta a frequência mais condicionante conclui-se que o período de vibração da estrutura na direção x e y é respetivamente $T_x = 0,43s$ e $T_y = 0,45s$.

4.7.2.2. Gráfico do espectro de cálculo e avaliação do tipo de ação sísmica condicionante

Apresenta-se seguidamente (figura 14) o gráfico do espectro de cálculo.

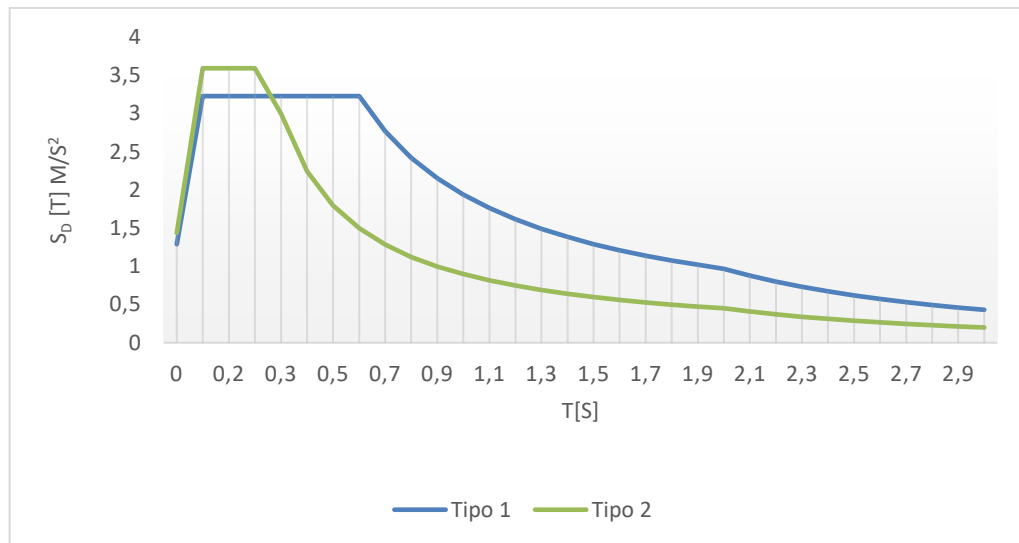


Fig. 14 - Espectro de cálculo ação sísmica (baixa ductilidade)

Como podemos observar pela análise da figura 14, para períodos superiores a 0,28, $T > 0,28$ s, o que acontece no presente caso de estudo, o sismo Tipo 1 é condicionante para o dimensionamento.

Assim sendo, recorrendo aos espectros de cálculo para o tipo 1 e sabendo que tanto T_x como T_y estão entre T_c e T_D , isto é, $T_B \leq T \leq T_C$, podemos aplicar a equação (3) da presente dissertação obtendo assim o valor de $S_d(T)$, sendo este, 3,23 m/s² nas 2 direções.

4.7.3. FORÇA DE CORTE BASAL

A força sísmica na base designada por força de corte basal, como referido em 2.4 da presente dissertação, deve ser calculada para cada direção horizontal, e para isso deve seguir-se a equação (10), anteriormente mencionada.

Aplicando essa equação ao edifício em estudo chegamos aos valores presentes na tabela 17.

Tabela 17 - Força de Corte Basal (baixa ductilidade)

Direção	λ	$S_d(T)(m/s^2)$	Massa (ton)	Força de Corte Basal (kN)
x	0,85	3,23	1011,52	2776,42
y	0,85	3,23	1011,52	2776,42

4.7.4. MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

Aplicando os pressupostos enunciados em 2.4 da presente dissertação, e recorrendo à equação (9) exposta na mesma secção, apresenta-se a tabela 18, das forças sísmicas horizontais por piso.

Tabela 18 - Método das Forças Laterais (baixa ductilidade)

Piso	Altura (metros)	Massa (ton)	Força Sísmica p/piso (kN)
1	3	281,32	331,22
2	3	281,32	662,44
3	3	281,32	993,66
Cobertura	3	167,55	789,08

É importante referir que apesar de as forças sísmicas serem calculadas para as duas direções do plano, como a força de corte basal é igual em ambas as direções, as forças sísmicas também o são.

4.7.5. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO

Como prescrito na secção 4.3.2 do EC8-1, para que se tenha em conta a incerteza resultante da localização das massas e da variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa deve ser deslocado em cada piso da estrutura e em cada uma das direções, recorrendo para isso à equação (59).

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (59)$$

em que:

e_{ai} – Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;

L_i – Dimensão do piso i na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Assim sendo, pode concluir-se que essa excentricidade provoca um momento torsor, uma vez, que este momento é o resultado de um produto entre a excentricidade e a força.

A tabela 19 apresenta os valores obtidos para os momentos torsores, assim como os parâmetros utilizados na sua determinação.

Tabela 19 - Efeitos acidentais de torção / Método presente na secção 4.3.3.2.2 do EC8-1 (baixa ductilidade)

Direção x	L_i (m)	e_{ai} (m)	M_{ai} (kN/m)
Piso 1	12,9	0,645	213,64
Piso 2	12,9	0,645	427,28
Piso 3	12,9	0,645	640,92
Cobertura	12,9	0,645	508,96
Direção y			
Piso 1	17,2	0,86	284,85
Piso 2	17,2	0,86	569,70
Piso 3	17,2	0,86	854,55
Cobertura	17,2	0,86	678,61

Esta não é a única maneira de considerar os efeitos de torção acidental, uma vez que como foi indicado na secção 2,4 da presente dissertação, a equação (11) pode também ser utilizada. Ambas as maneiras conduzem aos mesmos resultados e a utilização de uma ou outra fica ao critério do projetista.

Os resultados da equação (11) são apresentados na tabela 20, valores estes pelo qual os esforços de cada elemento devem ser multiplicados para obter um dimensionamento correto.

Tabela 20 - Coeficientes δ

Pórtico	A	B	C	D	Pórtico	1	2	2	4	5
Direção x	1,33	1,13	1,33	1,13	Direção y	1,33	1,18	1,03	1,18	1,33

4.7.6. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Os efeitos de 2ª ordem resultantes de deslocamentos relativo entre pisos demasiado elevados podem provocar forças de flexão adicionais não desprezáveis nos elementos resistentes verticais, isto é nos pilares.

Como referido na secção 2.5.1.1 do presente trabalho, é preconizado no EC8-1 na cláusula 4.4.2.2 (2), que apenas será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem quando o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos é superior a 0,10. Assim sendo, e utilizando a equação (16) calculou-se este mesmo coeficiente e apresentam-se os resultados na tabela 21 e 22.

Tabela 21 - Cálculo dos Deslocamentos (baixa ductilidade)

Piso	d_{ex} (m)	d_{ey} (m)	d_{sx} (m)	d_{sy} (m)
1	0,005	0,006	0,007	0,009
2	0,013	0,015	0,019	0,023
3	0,019	0,023	0,029	0,034
4	0,023	0,027	0,035	0,041

Tabela 22 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem (baixa ductilidade)

Piso	P_{tot} (kN)	d_{rx} (m)	d_{ry} (m)	h (m)	$V_{totx/y}$ (kN)	θ_x	θ_y	≤ 0.1
1	9923	0,0074	0,009	3	2776	0,009	0,011	OK
2	7163	0,0118	0,014	3	2445	0,012	0,014	OK
3	4403	0,0097	0,011	3	1783	0,008	0,009	OK
4	1643	0,006	0,007	3	789	0,004	0,005	OK

De referir que x/y presente em alguns dos parâmetros da tabela corresponde à direção de cálculo. Quanto aos efeitos de 2ª ordem, estes não são necessários considerar sendo que verificam o limite imposto com enorme margem, como indicado na tabela 22.

4.7.7. LIMITAÇÃO DE DANOS

O estado limite de limitação de danos surge como uma verificação de segurança que pretende limitar o “deslocamento” relativo entre pisos. Assim, a condição indicada na equação (18), quando cumprida, salvaguarda o cumprimento das outras equações nomeadamente as equações (19) e (20). Contudo, um edifício pode enquadrar-se na equação (20) e por isso não precisar de verificar as outras expressões. Como a equação (18) está sempre do lado da segurança, decidiu-se fazer a sua verificação no presente caso de estudo. Os resultados desta verificação são apresentados na tabela 23.

Tabela 23 - Verificação da Limitação de Danos (baixa ductilidade)

Piso	v	d_{rx}	d_{ry}	d_{rvx}	d_{rvy}	$0,005h$	$d_{rvx/y} \leq 0,005h$
1	0,4	0,007	0,009	0,003	0,004	0,015	OK
2	0,4	0,012	0,014	0,005	0,006	0,015	OK
3	0,4	0,010	0,011	0,004	0,005	0,015	OK
4	0,4	0,006	0,007	0,002	0,003	0,015	OK

4.8. ANÁLISE SÍSMICA - MÉDIA DUCTILIDADE

4.8.1. ZONA DO TERRITÓRIO / TIPO DE TERRENO

No que diz respeito a este ponto todos os parâmetros anteriormente aferidos para a baixa ductilidade se mantêm iguais. Assim, a tabela 24 indica os parâmetros adotados para que seja mais fácil a leitura do presente trabalho.

Tabela 24 - Parâmetros definidos pela localização da zona de estudo

	Zona (Lisboa)	Aceleração (m/s ²)	Tipo de terreno
Tipo 1	1.3	1.5	B
Tipo 2	2.3	1.7	

4.8.2. ESPECTRO DE CÁLCULO / COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

No que concerne a este aspeto os valores de T_B , T_c , T_D e S mantêm-se iguais uma vez que em nada dependem do tipo da ductilidade, mas sim, do tipo de terreno e consequente localização. Assim sendo, apenas o coeficiente de comportamento se altera em relação ao exposto para a baixa ductilidade.

Para proceder ao cálculo do coeficiente de comportamento deve ser usada a equação (21). Assim, apresentam-se os passos seguidos para a sua determinação:

- Como q_0 é dado em função do tipo de sistema estrutural, e seguindo o enunciado na secção 5.2.2.2 do EC8-1 que nos conduz ao quadro 5.1 presente na mesma, conclui-se que q_0 é igual a $3,0 \alpha_u / \alpha_1$.
- Através da consulta da cláusula 5.2.2.2 (5) afere-se que α_u / α_1 é igual a 1,3, uma vez que estamos na presença de um sistema porticado com vários pisos e com vários tramos. Assim sendo q_0 é igual a 3,9.
- Quanto ao coeficiente que reflete o modo de rotura, mais uma vez, como estamos na presença de um sistema porticado e seguindo o disposto na cláusula 5.2.2.2 (11) do EC8-1, constata-se que k_w é igual a 1,00.
- Por fim, calcula-se o coeficiente de comportamento pela equação (21), sendo que este é igual a 3,9.

4.8.2.1. Cálculo do período de vibração / Método de Rayleigh

O raciocínio adotado para a estrutura de baixa ductilidade no cálculo do período, logo no método de Rayleigh, é em tudo idêntico ao da estrutura de média ductilidade. Contudo todos os resultados obtidos para a ductilidade média diferem dos resultados obtidos para a ductilidade baixa, uma vez que as dimensões finais das vigas e pilares são diferentes, como mais tarde explicado no presente capítulo. Assim sendo, apenas serão mostrados os resultados obtidos para os diferentes parâmetros, visto o raciocínio já se encontrar expresso na secção 4.7.2.1 da presente dissertação.

A figura 15 mostra os deslocamentos devidos ao Método de Rayleigh aplicado na direção x e a figura 16 os deslocamentos aplicando o mesmo método na direção y.

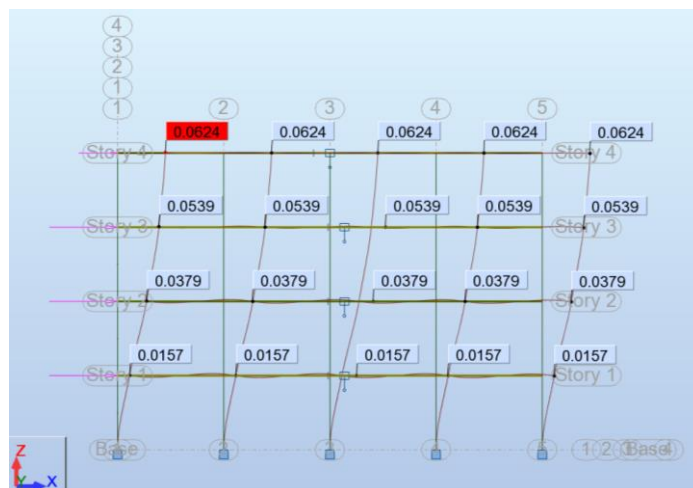


Fig.15 - Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção x (média ductilidade)

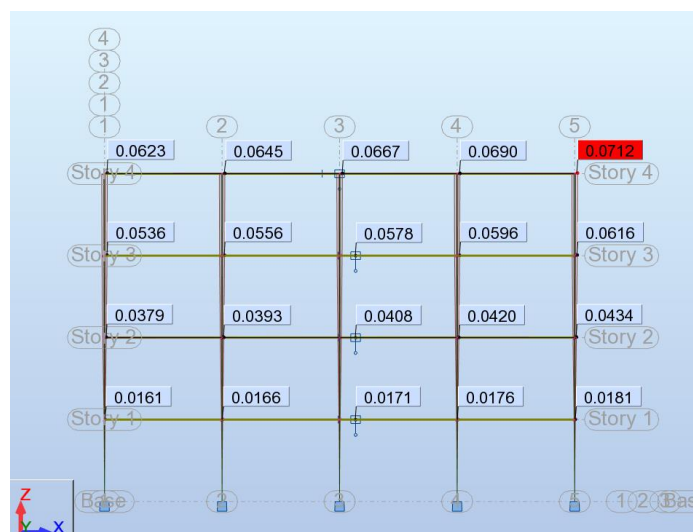


Fig.16 - Deslocamentos devidos às forças mássicas na direção y (média ductilidade)

É importante referir que os deslocamentos presentes nas figuras 15 e 16 correspondem à estrutura de rigidez total, mas como o EC8-1 preconiza que devem ser considerados os efeitos de fendilhação, admitindo 50% da rigidez total, estes deslocamentos são multiplicados por dois e posteriormente usados no método de Rayleigh.

São também apresentadas na figura 17 e 18, as forças mássicas introduzidas no programa de cálculo automático subjacentes a cada direção.

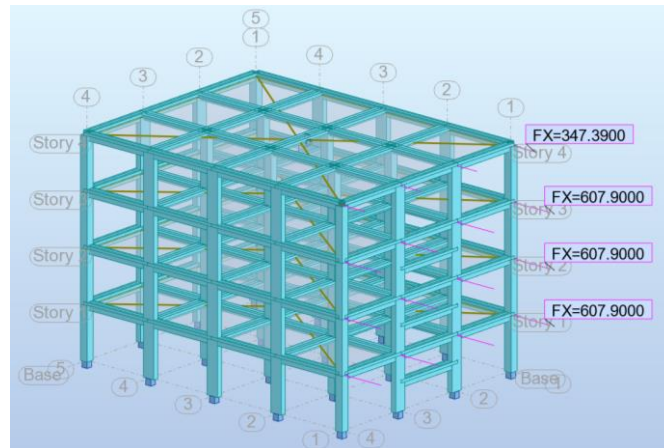


Fig. 17 - Forças mássicas segundo a direção x (média ductilidade)

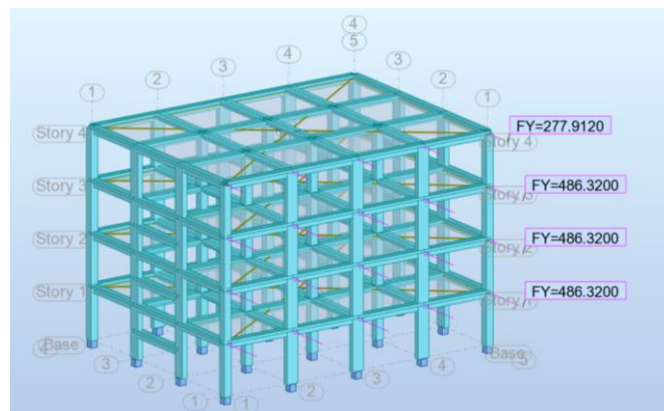


Fig.18 - Forças mássicas segundo a direção y (média ductilidade)

A tabela 25 apresenta os resultados das frequências naturais obtidos pelo método de Rayleigh, verificando – se que os períodos são $T_x=1,62s$ e $T_y=1,56s$.

Tabela 25 - Valores obtidos pelo Método de Rayleigh (média ductilidade)

Rayleigh			
Direção X	Deslocamento (m)	Forças Mássicas (kN)	Frequência (Hz)
Piso 1	0,031436	2431,6	1,616
Piso 2	0,075716	2431,6	
Piso 3	0,107844	2431,6	
Piso 4	0,124710	1389,56	
Direção Y	Deslocamento Máximo (m)	Forças Mássicas (kN)	
Piso 1	0,03616	2431,6	1,512
Piso 2	0,08666	2431,6	
Piso 3	0,123136	2431,6	
Piso 4	0,142266	1389,56	
Direção Y	Média Deslocamentos (m)	Forças Mássicas (kN)	
Piso 1	0,034128	2431,6	1,564
Piso 2	0,081176	2431,6	
Piso 3	0,115028	2431,6	
Piso 4	0,133306	1389,56	

4.8.2.2. Gráfico do espectro de cálculo e avaliação do tipo condicionante

Apresenta-se na figura 19, o espectro de cálculo.

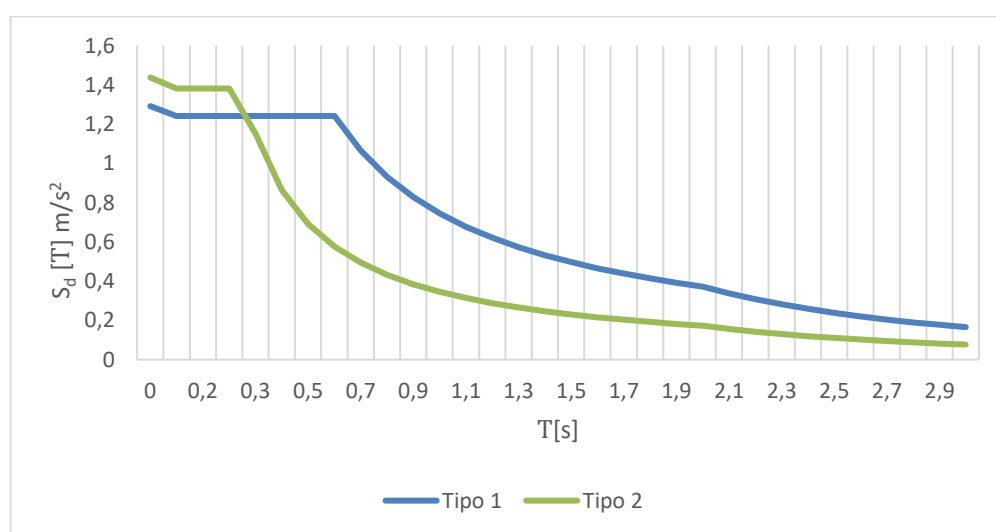


Fig.19 - Espectro de cálculo ação sísmica (média ductilidade)

Como podemos verificar, por análise da figura 19, para períodos maiores que 0,3s, como é o caso das duas direções principais da estrutura, o que condiciona a estrutura é o Tipo 1. Como $T_c \leq T \leq T_D$, aplicamos a equação (4) da presente dissertação e obtemos o valor de $S_d(T)$, sendo ele diferente para as duas direções.

4.8.3. FORÇA DE CORTE BASAL

A tabela 26 apresente os valores obtidos no que a este ponto concerne.

Tabela 26 - Força de Corte Basal (média ductilidade)

Direção	λ	$S_d(T)(m/s^2)$	Massa (toneladas)	Força de Corte Basal (kN)
x	0,85	1,20	885,254	906,14
y	0,85	1,16	885,254	874,74

4.8.4. MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

Apresenta-se a tabela 27 das forças horizontais em todos os pisos, para posteriormente obter os esforços sísmicos no programa de cálculo automático, sendo que como a força de corte basal é diferente nas 2 direções as forças sísmicas horizontais também o são.

Tabela 27 - Método das Forças Laterais (média ductilidade)

Piso	Altura (metros)	Massa (ton)	Direção x	Direção y
			Força Sísmica p/piso (kN)	Força Sísmica p/piso (kN)
1	3	247,87	109,36	105,57
2	3	247,87	218,72	211,41
3	3	247,87	328,08	316,71
Cobertura	3	141,65	249,98	241,32

4.8.5. EFEITOS ACIDENTAIS DE TORÇÃO

Apesar de a excentricidade accidental da massa de um piso em relação à sua localização se manter igual à estrutura de baixa ductilidade, o momento torsor que surge deste deslocamento do centro de massa difere da baixa ductilidade para a média ductilidade, uma vez que a força sísmica que multiplicada pela excentricidade dá origem ao momento é diferente como se pode constatar na tabela 27. Assim sendo, apresenta-se na tabela 28 os momentos torsor que dizem respeito ao caso em estudo quando é pretendido obter um dimensionamento da estrutura de média ductilidade.

Tabela 28 - Efeitos acidentais de torção / Método presente na secção 4.3.3.2.2 do EC8-1 (média ductilidade)

Direção x	L_i (m)	e_{ai} (m)	M_{ai} (kN/m)
Piso 1	12,9	0,645	70,54
Piso 2	12,9	0,645	141,08
Piso 3	12,9	0,645	211,61
Cobertura	12,9	0,645	161,28
Direção y			
Piso 1	17,2	0,86	90,79
Piso 2	17,2	0,86	181,58
Piso 3	17,2	0,86	272,37
Cobertura	17,2	0,86	207,53

Quanto ao método prescrito no EC8-1, secção 4.3.3.2.4 (1), também ele usado para ter em conta os efeitos de torção acidentais, os coeficientes, δ , pelo qual os esforços são multiplicados, são iguais aos da baixa ductilidade, uma vez que estes apenas dependem de distâncias, distâncias estas que se mantêm iguais da estrutura de baixa ductilidade para a de média ductilidade.

4.8.6. EFEITOS DE 2ª ORDEM

Procedeu-se da mesma maneira que no ponto 4.7.6, sendo que os resultados obtidos e a consequente necessidade de considerar ou não os efeitos de 2ª ordem se encontram nas tabelas 29 e 30.

Tabela 29 - Cálculo dos Deslocamentos (média ductilidade)

Piso	d_{ex} (m)	d_{ey} (m)	d_{sx} (m)	d_{sy} (m)
1	0,004	0,005	0,015	0,018
2	0,010	0,012	0,039	0,047
3	0,015	0,018	0,059	0,071
4	0,017	0,022	0,067	0,085

Tabela 30 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem (média ductilidade)

Piso	P_{tot} (kN)	d_{rx} (m)	d_{ry} (m)	h (m)	$V_{totx/y}$ (kN)	θ_x	θ_y	≤ 0.1
1	8684	0,015	0,018	3	935	0,047	0,06	OK
2	6253	0,024	0,029	3	822	0,06	0,07	OK
3	3821	0,020	0,024	3	596	0,042	0,05	OK
4	1114	0,008	0,014	3	258	0,012	0,02	OK

Conclui-se portanto, pela observação da tabela 30, que não é necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

4.8.7. LIMITAÇÃO DE DANOS

Seguindo a metodologia aplicada para a estrutura de baixa ductilidade, obtêm-se, neste caso, os resultados apresentados na tabela 31. A análise destes resultados permite perceber que o deslocamento relativo entre pisos é limitado ao pretendido, cumprindo-se por isso esta verificação de segurança.

Tabela 31 - Verificação Limitação de Danos (média ductilidade)

Piso	v	d_{rx}	d_{ry}	d_{rvx}	d_{rvy}	$0,005h$	$d_{rvx/y} \leq 0,005h$
1	0,4	0,015	0,018	0,006	0,007	0,015	OK
2	0,4	0,024	0,029	0,010	0,012	0,015	OK
3	0,4	0,020	0,024	0,008	0,009	0,015	OK
4	0,4	0,008	0,014	0,003	0,005	0,015	OK

4.9. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE

O dimensionamento estrutural é um processo iterativo que, para a estrutura de baixa ductilidade, seguiu os passos citados em seguida:

- Adotam-se as medidas resultantes do pré-dimensionamento;
- Calculam-se as ações (cargas permanentes, sobrecargas e ação sísmica);
- Combinam-se as ações;
- Introduzem-se as ações/combinações no programa de cálculo automático;
- Calculam-se os esforços para as combinações de ações;
- Calculam-se as armaduras necessárias (longitudinais);
- Analisa-se o cumprimento ou não das taxas máximas e mínimas de armadura longitudinal;
- Aproxima-se a taxa de armadura longitudinal a um valor de referência, tido como prática de bom dimensionamento (sendo que quando a taxa não é a pretendida se repetem os passos anteriormente citados, começando com outras dimensões, sendo que em norma se aumentam as dimensões anteriores se for necessário baixar a taxa de armadura ou, no sentido contrário, diminuem-se as dimensões anteriores das secções caso seja pretendido garantir o aumento da taxa de armadura.)
- Calculam-se as armaduras transversais.

4.9.1. AÇÕES/COMBINAÇÕES DE AÇÕES/ESFORÇOS

As ações introduzidas no programa de cálculo foram as anteriormente citadas na secção 4.3 da presente dissertação, no que concerne às ações permanentes e às sobrecargas, assim como as forças sísmicas calculadas em 4.7.4 pelo método das forças laterais, sendo que nessa mesma secção as forças sísmicas se encontram determinadas por piso e para cada direção. Na introdução no programa estas foram distribuídas pelos sistemas de contraventamento admitindo rigidez infinita dos pisos no plano, sendo portanto divididas pelo número de pórticos presentes em cada direção, (figura 20 e 21).

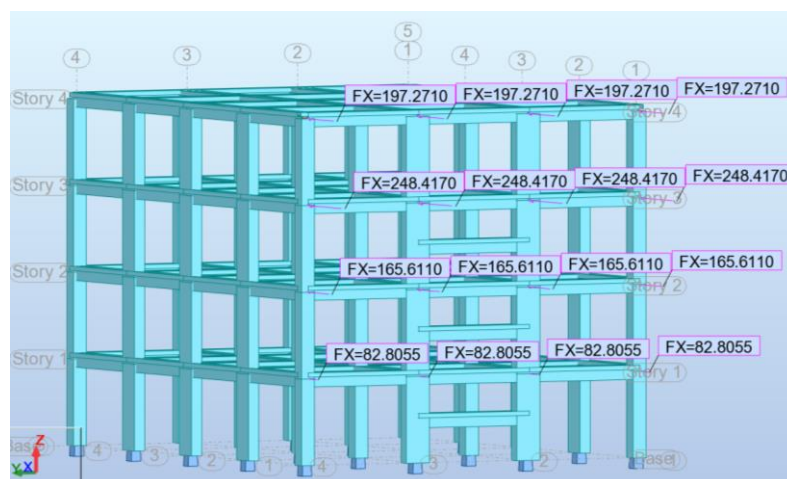


Fig.20 - Forças sísmicas na direção x introduzidas no programa de cálculo automático (baixa ductilidade)

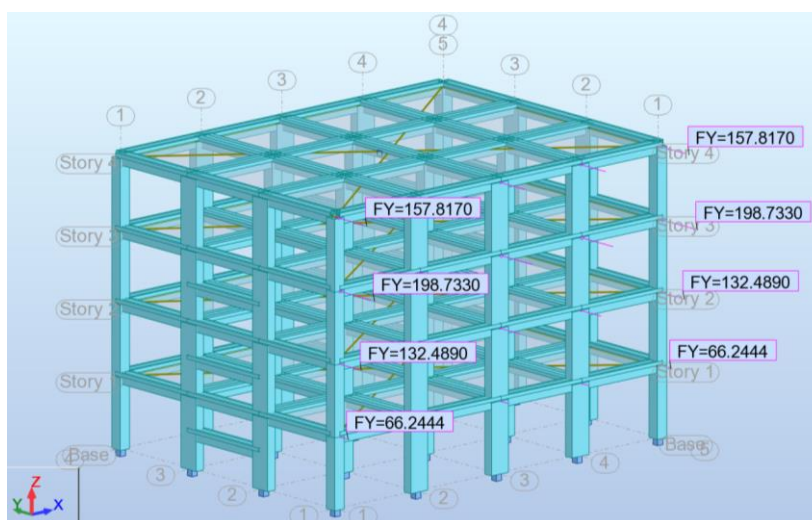



Fig. 21 - Forças sísmicas na direção y introduzidas no programa de cálculo automático (baixa ductilidade)

As ações foram automaticamente combinadas no programa de cálculo automático “Autodesk Robot Structural Analysis”, mas apenas se procedeu a duas combinações, sendo elas, a combinação fundamental em estado limite último e a combinação quase permanente em estado limite de serviço, obtendo-se assim os esforços de dimensionamento, de modo direto, através do programa para estas combinações.

Quanto à combinação da ação sísmica para estado limite último, esta não foi considerada diretamente no programa de cálculo, uma vez que será necessário seguir o enunciado na cláusula 4.3.3.5.1 (3) do EC8-1, ou seja os esforços devidos à ação sísmica têm de ser considerados utilizando duas combinações distintas, equação (12) e (13) anteriormente mencionadas, o que na verdade conduz a oito combinações distintas, dependendo do sentido da ação e da parcela de participação. Estas oito combinações e o respetivo sentido da ação sísmica consoante a sua participação podem ser consultados na tabela 32.

Tabela 32 - Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica

Eixos	Direção x	Direção y	
	Participação	100%	30%
	Sentido	Sentido	Designação
	→	↑	+/+ (1x+0,3y)
	→	↓	+/- (1x+0,3y)
	←	↑	-/+ (1x+0,3y)
	←	↓	-/- (1x+0,3y)
	Participação	30%	100%
	Sentido	Sentido	Designação
	→	↑	+/+ (0,3x+1y)
	→	↓	+/- (0,3x+1y)
	←	↑	-/+ (0,3x+1y)
	←	↓	-/- (0,3x+1y)

De agora em diante a designação apresentada na tabela 32 será usada na presente dissertação quando se quiser referir uma combinação das componentes horizontais da ação sísmica.

Por sua vez os esforços resultantes dos efeitos das componentes da ação sísmica têm de ser combinados com os esforços resultantes da combinação quase permanente, de maneira a obter a, anteriormente referida, combinação da ação sísmica em estado limite último, equação (46). Ou seja, no programa de cálculo automático representaram-se os vários sentidos das forças sísmicas, retirando-se os seus esforços e multiplicando-os posteriormente pelos coeficientes apresentados na tabela 20, para ter em conta o efeito de torção. Os esforços resultantes deste produto são combinados como os obtidos diretamente no programa de cálculo para a combinação quase permanente, chegando-se assim aos esforços finais de dimensionamento da ação sísmica, sem no entanto esquecer de verificar se estes são mais condicionantes ou não que os da combinação fundamental.

4.9.2. VIGAS

4.9.2.1. Considerações gerais e esforços de dimensionamento

As vigas foram dimensionadas à flexão simples, uma vez que possuem esforço axial nulo, e apenas apresentam momentos numa direção do plano, direção x/y no referencial global, sendo por isso o momento designado por M_x ou M_y .

É importante referir que se dimensionaram as vigas para obter taxas de armadura na ordem dos 1,20% a 1,80%, critério usado como prática de bom dimensionamento.

Posto isto, apresentam-se na tabela 33, os esforços para as vigas condicionantes devidos às forças sísmicas nos 2 sentidos da ação (indicados na tabela 32) para as 2 direções do plano já afetados pelo coeficiente que tem em conta a torção. A tabela 34 apresenta os esforços devidos à combinação quase

permanente, esforços estes que em seguida foram combinados, dando origem às oito combinações já referidas. A tabela 34 apresenta também os esforços devidos à combinação fundamental.

Analisando as 8 combinações da ação sísmica e a combinação fundamental para estado limite último, chegamos à tabela 35, representativa dos esforços finais de dimensionamento, quer para a armadura longitudinal (momentos) quer para a armadura transversal (esforços transversos).

A identificação das vigas é facilmente perceptível através da consulta da figura 7. Como exemplo explicativo a VA (1-2)-1, corresponde à viga do alinhamento A (VA), compreendida perpendicularmente entre o alinhamento 1 e o alinhamento 2 (1-2), e presente no piso 1.

O presente trabalho inclui dois tipos de vigas diferentes, uma vez que as vigas foram admitidas com secção em T, conseguindo com esta tipologia diminuir a altura da viga em relação às vigas de secção retangular, consideradas no pré dimensionamento. Estas diferem no banzo efetivo, consoante sejam laterais (vigas da periferia) ou centrais, como se pode consultar em 4.9.2.2 da presente dissertação. De agora em diante em todas as tabelas referentes às mesmas, as vigas laterais aparecem a negrito, de maneira a distinguir o tipo de viga.

É ainda importante referir que nas tabelas de dimensionamento apresentadas, apenas consta o piso 1, porque como esperado, este é o piso com esforços maiores, sendo por isso o piso que condiciona o dimensionamento. Para além disso também constam apenas as vigas mais solicitadas, sendo que os restantes resultados são apresentados no Anexo A. Cada viga possui 2 valores em cada tipo de esforço, para cada uma das extremidades.

Tabela 33 – Esforços com torção devidos às forças sísmicas (baixa ductilidade)

Identificação	Força Sísmica Direção/Sentido							
	x /→		x /←		y /↑		y /↓	
	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)
V4 (A-B) -1	0,5	-0,2	-0,5	0,2	223,7	-99,5	-223,7	99,5
	-0,5	-0,2	0,5	0,2	-204,3	-99,5	204,3	99,5
V5 (B-C) -1	0	0	0	0	-298,2	138,7	298,2	-138,7
	0	0	0	0	298,2	138,7	-298,2	-138,7

sendo:

M_x – momento devido às forças sísmicas no eixo x do referencial global;

F_z – esforço transversal devido às forças sísmicas no eixo z do referencial global.

Tabela 34 - Esforços devido à combinação quase permanente/combinação fundamental (baixa ductilidade)

Identificação	ELS		ELU	
	1G+0,3Q		1,35G+1,5Q	
	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)
V4 (A-B) -1	-34,1	44,1	-58,3	74,5
	-36,9	-45,4	-63,0	-76,7
V5 (B-C) -1	-33,8	43,0	-52,4	65,6
	-33,8	-43,0	-52,4	-65,6

em que :

ELS – estado limite de serviço;

ELU – estado limite último;

1G+0,3Q – combinação quase permanente;

1,35G+1,5Q – combinação fundamental.

M_x – momento devido às respetivas combinações no eixo x do referencial global;

F_z – esforço transversal devido às respetivas combinações no eixo z do referencial global.

Tabela 35 - Esforços finais de dimensionamento vigas (baixa ductilidade)

Identificação	$M_{máx}^+$ (kN.m)	$M_{máx}^-$ (kN.m)	$V_{máx}$ (kN)
V4 (B-C) -1	189,7	-257,9	144,9
V5 (A-B) -1	264,4	-332	181,6

em que:

$M_{máx}^+ / M_{máx}^-$ – momento máximo resultante de todas as combinações (8 combinações da ação sísmica mais a combinação fundamental) para a viga mais solicitada, sendo que é positivo ou negativo tendo em conta a sua relação com o referencial global, para o cálculo das armaduras longitudinais.

$V_{máx}$ – esforço transversal máximo na viga mais solicitada resultante de todas as combinações, para o cálculo das armaduras transversais.

4.9.2.2. Dimensões das vigas e cálculo do banzo efetivo

As dimensões da viga com secção em T que cumpram os critérios de dimensionamento, nomeadamente as taxas de armadura máxima e mínima (4.9.2.4), a resistência em estado limite último (4.9.2.3) e as verificações de serviço (4.7.7) foram as indicadas na tabela 36.

Tabela 36 - Dimensões das vigas (baixa ductilidade)

Identificação	b (m)	h (m)	b_{eff} (m)
V4 (A-B) -1	0,3	0,5	0,82
V5 (B-C) -1	0,3	0,5	0,56

A viga V4 (B-C) -1 é representativa de todas as vigas centrais, enquanto a viga V5 (A-B) -1 é representativa das vigas laterais.

Quanto ao cálculo do banzo efetivo procedeu-se ao enunciado na secção 5.2.2.1 do EC2-1, e como enunciado na cláusula 5.2.2.1 (3) dessa mesma secção, a largura efetiva do banzo b_{eff} para uma viga em T poderá ser considerada igual a:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (60)$$

em que:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (61)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (62)$$

As figuras 22 e 23, respetivamente correspondentes às figuras 5.2 e 5.3 do EC2-1, esclarecem o significado das variáveis presentes nas equações (60), (61) e (62).

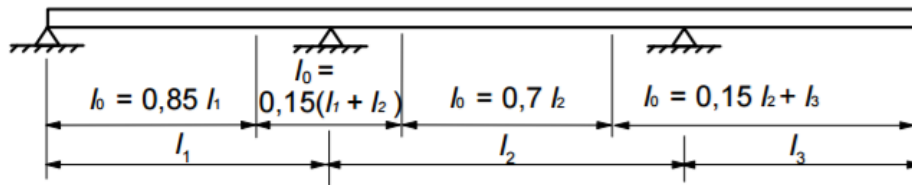


Fig. 22 - Definição de $l_{critico}$, para o cálculo da largura efetiva do banzo

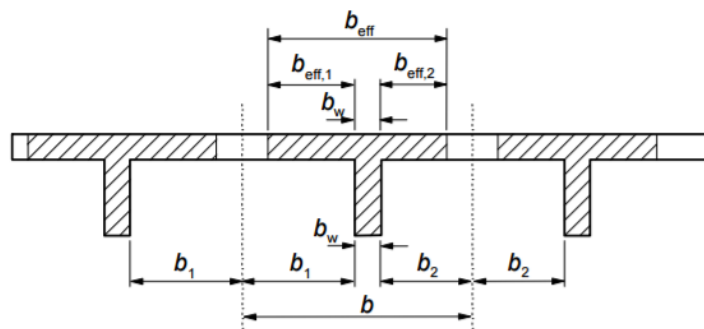


Fig. 23 - Parâmetros para a definição da largura efetiva do banzo

Assim, para a viga central:

$$l_0 = 0,15 (4,3 * 2) = 1,29 \text{ m};$$

$$b_i = \frac{4,3 - 0,15 - 0,15}{2} = 2 \text{ m};$$

$$b_{eff,i} = 0,2 * 2 + 0,1 * 1,29 \leq 0,2 * 1,29;$$

$$b_{eff,i} = 0,258 \text{ m};$$

$$b_{eff} = 0,258 * 2 + 0,3 \leq 4,3;$$

$$b_{eff} = 0,816 \text{ m}.$$

Para a viga lateral obtêm-se:

$$b_{eff} = 0,258 + 0,3 \leq 4,3;$$

$$b_{eff} = 0,558 \text{ m}.$$

4.9.2.3. Armaduras longitudinais

Tendo em conta os esforços de dimensionamento presentes na tabela 35, e como já referido, dimensionando as vigas à flexão simples, obtiveram-se as seguintes armaduras longitudinais e as respetivas taxas, tabela 37, 38 e 39.

Tabela 37 - Armadura longitudinal superior nas vigas (baixa ductilidade)

Armadura Superior						
Identificação	$M_{m\acute{a}x}^-$ (kN.m)	μ	ϖ	$A_{s_{nec.}}$ (cm ²)	$A_s^+(\phi)$	A_s^+ (cm ²)
Viga Lateral	332	0,14	0,16	18,3	10 ϕ 16	20,1
Viga Central	257,9	0,08	0,08	13,7	5 ϕ 20	15,7

Tabela 38 - Armadura inferior longitudinal nas vigas (baixa ductilidade)

Armadura Inferior						
Identificação	$M_{m\acute{a}x}^+$ (kN.m)	μ	ϖ	$A_{s_{nec.}}$ (cm ²)	$A_s^+(\phi)$	A_s^+ (cm ²)
Viga Lateral	264,4	0,08	0,08	9,6	6 ϕ 16	12,1
Viga Central	189,7	0,06	0,06	10,0	4 ϕ 20	12,6

em que:

$$\mu = \frac{Msd}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (63)$$

$$\varpi = \frac{A_s}{bd} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (64)$$

Msd – valor de cálculo do momento fletor atuante;

b – largura da secção transversal;

d – altura útil da secção transversal;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência à tração das armaduras;

A_s – área da armadura longitudinal.

Assim, observa-se que as vigas têm armadura suficiente para resistir às ações a que estão sujeitas em estado limite último, uma vez que a armadura necessária ($A_{s_{nec.}}$) é inferior à armadura colocada. As taxas de armaduras apresentam-se na tabela 39.

Tabela 39 - Taxas de armadura longitudinal das vigas (baixa ductilidade)

Identificação	Taxa de armadura (%)
Viga Lateral	1,70%
Viga Central	1,24%

4.9.2.4. Taxas de armaduras máximas e mínimas

Como enunciado na cláusula 9.2.1.1 (1) do EC2-1, a área de armadura longitudinal de tração não deverá ser inferior a $A_{s_{min}}$, sendo esta obtida pela equação (65):

$$A_{s_{min}} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \text{ mas não inferior a } 0,0013 b_t d \quad (65)$$

em que:

b_t representa a largura média da secção tracionada

Assim, a $A_{s_{min}} = 2\text{cm}^2$ para todas as vigas.

Quanto à armadura máxima, o EC2-1 preconiza na cláusula 9.2.1.1 (3) que a área de armadura, quer da armadura de tração quer da armadura de compressão, não deverá ser superior a $A_{s_{máx}}$, dado pela equação (66):

$$A_{s_{máx}} = 0,04 * A_c \quad (66)$$

sendo:

A_c a área total da secção de betão

A armadura máxima é então 60cm^2 para as vigas, e conclui-se que a armadura longitudinal das vigas dimensionadas cumpre as duas condições.

4.9.2.5. Armadura transversal

A cláusula 6.2.3 (3) do EC2-1 define o método de cálculo do esforço transversal resistente como sendo o mínimo de dois valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (67)$$

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} b_w z v_l f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (68)$$

onde:

A_{sw} – área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

s – espaçamento dos estribos;

z – braço do binário das forças interiores;

f_{ywd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

θ – ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

α_{cw} – coeficiente que tem em conta o estado comprimido do banzo;

b_w – largura da secção transversal;

ν_l – coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do betão.

O ângulo formado pela escora comprimida, θ , é limitado a um intervalo definido no anexo nacional sendo ele:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (69)$$

Assim sendo apresentam-se na tabela 40, os valores utilizados para o cálculo da armadura transversal, para as duas vigas mais solicitadas representativas das restantes.

Tabela 40 - Parâmetros usados para cálculo da armadura transversal das vigas (baixa ductilidade)

Identificação	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	ν_l	$\cot \theta$	f_{ywd} (MPa)	$V_{Rd,m\acute{a}x}$ (kN)
V4 (A-B) -1	144,9	1	0,3	0,41	0,528	2,5	434,8	446,36
V5 (B-C) -1	181,6	1	0,3	0,41	0,528	2,5	434,8	446,36

A tabela 41 mostra a armadura transversal requerida $\left(\frac{A_{sw}}{s_{req.}}\right)$ e a armadura utilizada $\left(\frac{A_{sw}}{s_{final}}\right)$.

Tabela 41 - Armaduras transversais Vigas (baixa ductilidade)

Identificação	$\frac{A_{sw}}{s_{req.}}$	$\frac{A_{sw}}{s_{final}}$
V4 (A-B) -1	3,3 (cm ² /m)	2rØ8//0,30 (As=3,4cm ² /m)
V5 (B-C) -1	4,1 (cm ² /m)	2rØ8//0,20 (As=5,0cm ² /m)

4.9.3. PILARES

4.9.3.1. Considerações gerais e esforços de dimensionamento

Os pilares foram dimensionados à flexão desviada uma vez que apresentam esforço axial e momentos nas duas direções do plano. Procuraram-se obter taxas de armadura longitudinal na ordem dos 1%, como é prática de bom dimensionamento, aceitando no entanto alguma variação.

A presente dissertação apresenta 3 tipologias de pilares como enunciado na figura 8. Todas as tabelas de esforços e de dimensionamento apenas apresentarão o pilar mais solicitado de cada tipologia, sendo que os restantes são apresentados no Anexo A.

Assim, apresentam-se na tabela 42 os esforços devidos às forças sísmicas, já afetados pelo respetivo coeficiente que tem em conta a torção, coeficientes presentes na tabela 20.

Tabela 42 - Esforços com torção devido às forças sísmicas

Direção/Sentido	Identificação	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
		Base/Topo	Base/Topo	Base/Topo	Base/Topo	Base/Topo
x /→	P5D_0-1*	331/331	-0,3/0,5	-218/83	100/100	-0,3/-0,3
	P4C_0-1	-19/-19	-0,1/0,2	-214/129	114/114	-0,1/-0,1
	P1C_0-1	269/269	0,1/-0,5	-173/70	81/81	0,1/0,4
x /←	P5D_0-1	-331/-331	0,3/-0,5	218/-83	-100/-100	0,3/0,3
	P4C_0-1	19/19	0,1/-0,2	214/-129	-114/-114	0,1/0,1
	P1C_0-1	-269/-269	-0,1/0,5	173/-70	-81/-81	-0,1/-0,4
y /↑	P5D_0-1	-350/-350	-249/98	-9/3	4/4	-116/-116
	P4C_0-1	22/22	-249/152	-3/2	2/2	-134/-134
	P1C_0-1	-364/-263	-966/195	-2/-0,3	0,9/0,7	-459/-459
y /↓	P5D_0-1	350/-350	249/-98	9/-3	-4/-4	116/116
	P4C_0-1	-22/-22	249/-152	3/-2	-2/-2	134/134
	P5D_0-1	364/263	966/-195	2/0,3	-0,9/-0,7	459/459

* P5D_0-1, pilar presente no cruzamento do alinhamento 5 com o alinhamento D (consultar figura 7) entre o piso 0 e o piso 1.

Na tabela 43, apresentam-se os esforços para a combinação fundamental e para a combinação quase permanente.

Tabela 43 - Esforços para a combinação fundamental/quase permanente

Combinação	Identificação	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
		Base/Topo	Base/Topo	Base/Topo	Base/Topo	Base/Topo
1,35G+1,5Q	P5D_0-1	528/503	9/-18	-9/18	9/9	9/9
	P4C_0-1	1144/1119	0,1/-0,2	0/0,1	0	0,1/0,1
	P1C_0-1	800/728	3/13	7/-14	-7/-7	10/0
1G+0,3Q	P5D_0-1	358/339	6/-12	-6/12	6/6	6/6
	P4C_0-1	716/698	0,1/-0,1	0/0,1	0	0,1/0,1
	P1C_0-1	557/503	2/7	4/-9	-4/-4	8/2

Posto isto, e depois de se proceder à análise de todas as combinações, apresentam-se os esforços de dimensionamento na tabela 44.

Tabela 44 - Esforços finais de dimensionamento de pilares (baixa ductilidade)

Identificação	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)
P5D_0-1	132	215	-96	122
P4C_0-1	732	-250	-67	134
P1C_0-1	112	-963	-50	467

Os esforços apresentados para o dimensionamento das armaduras longitudinais, N , M_x e M_y podem não ser os maiores esforços presentes em todas as combinações, mas são os que conduzem a uma maior armadura. Quanto ao esforço de dimensionamento para as armaduras transversais, $V_{m\acute{a}x}$ este é o maior de todas as 9 combinações.

4.9.3.2. Dimensões dos pilares

Usando a prática de bom dimensionamento referida anteriormente, de tentar obter pilares com uma percentagem de armadura de 1%, e respeitando as restantes condicionantes, armaduras máximas e mínimas, resistência em estado limite último e em serviço, as secções transversais obtidas para as diferentes tipologias de pilares são apresentadas na tabela 45.

Tabela 45 - Dimensões dos pilares (baixa ductilidade)

Tipologia	b (m)	h (m)
Pilar de Canto	0,5	0,5
Pilar Lateral	0,4	0,9
Pilar Central	0,5	0,5

4.9.3.3. Armaduras Longitudinais

Tendo em conta que se procedeu a um dimensionamento à flexão desviada e que se usaram os esforços indicados na tabela 44, obtiveram-se as armaduras mostradas em seguida na tabela 46.

Tabela 46 - Armaduras Longitudinais Pilares (baixa ductilidade)

Tipologia	$As_{nec.}$ (cm ²)	As_{face} (cm ²)	As_{face} (Φ)	As_{total} (cm ²)	ρ (%)
Pilar de Canto	31,6	8,0	4 φ16	32,2	1,29
Pilar Lateral	56,3	12,6+15,7	4 φ20 + 5 φ 20*	56,5	1,57
Pilar Central	17,25	6,0	3 φ16	24,1	0,97

* 4 φ20 disposto na face menor + 5 φ 20 na face maior

sendo que :

ρ – percentagem de armadura longitudinal.

4.9.3.4. Taxas de armadura mínima e máxima

Como disposto na cláusula 9.5.2 (2) do EC2-1, a área total de armadura longitudinal não deverá ser inferior a A_{smin} , sendo que esta é obtida pela equação (70):

$$A_{smin} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0,002 A_c \text{ se este valor for superior} \quad (70)$$

em que:

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço normal de compressão;

A_c – área de betão.

Quanto à armadura máxima, esta calcula-se como para as vigas, isto é através da equação (66). Os resultados finais para as diferentes tipologias de pilares são apresentados na tabela 47.

Tabela 47 - Comprimento das taxas de armadura longitudinais

Tipologia	A_{smin} (cm ²)	$A_{smáx}$ (cm ²)	A_{stotal} (cm ²)	$A_{smin} \leq A_{stotal} \leq A_{smáx}$
Pilar de Canto	5	100	32,2	OK
Pilar Lateral	7,2	144	56,5	OK
Pilar Central	5	100	24,1	OK

4.9.3.5. Armadura transversal

Para o cálculo da armadura transversal seguiu-se o mesmo procedimento presente na secção 4.9.2.5 do presente trabalho. Assim sendo apresentam-se os parâmetros necessários ao cálculo das armaduras transversais (tabela 48), assim como as armaduras finais (tabela 49).

Tabela 48 - Parâmetros usados para cálculo da armadura transversal dos pilares (baixa ductilidade)

Identificação	$V_{máx}$ (kN)	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	ν_l	$\cot \theta$	f_{ywd} (MPa)	$V_{Rd,máx}$ (kN)
P5D_0-1	122	1	0,5	0,41	0,528	2,5	434,8	744
P4C_0-1	134	1	0,5	0,41	0,528	2,5	434,8	744
P1C_0-1	467	1	0,4	0,32	0,528	2,5	434,8	1044

Tabela 49 - Armaduras transversais de pilares (baixa ductilidade)

Identificação	$\frac{A_{sw}}{s_{req.}}$	$\frac{A_{sw}}{s_{final}}$
P5D_0-1	2,7 (cm ² /m)	2rØ8//0,30 (As=3,4cm ² /m)
P4C_0-1	3,0 (cm ² /m)	2rØ8//0,30 (As=3,4cm ² /m)
P1C_0-1	13,5 (cm ² /m)	4rØ8//0,125 (As=16,1cm ² /m)

4.10. DIMENSIONAMENTO MÉDIA DUCTILIDADE

4.10.1. AÇÕES/ COMBINAÇÕES DE AÇÕES/ESFORÇOS

Todas as considerações adotadas para a baixa ductilidade presentes na cláusula 4.9.1 da presente dissertação se verificam para a ductilidade média, não merecendo por isso a presente cláusula uma descrição detalhada. O único ponto que se altera relativamente à baixa ductilidade são os valores das forças sísmicas sendo que a sua distribuição se mantém igual, assim como todas as restantes considerações tomadas para as combinações de ações e para os esforços. Assim, apresentam-se em seguida, nas figuras 24 e 25, as forças sísmicas distribuídas pelos sistemas de contraventamento para as duas direções do plano.

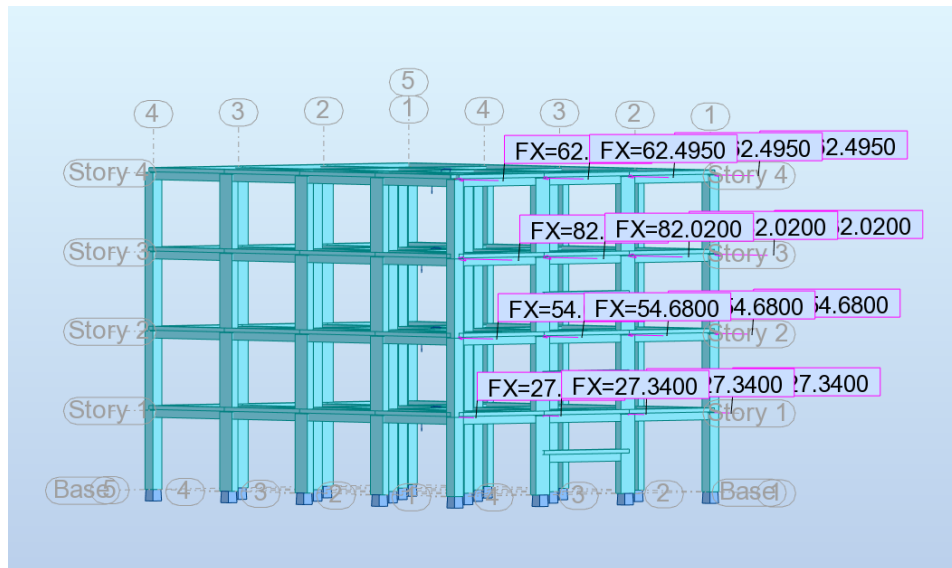


Fig. 24 - Forças sísmicas introduzidas no programa de cálculo automático na direção x (média ductilidade)

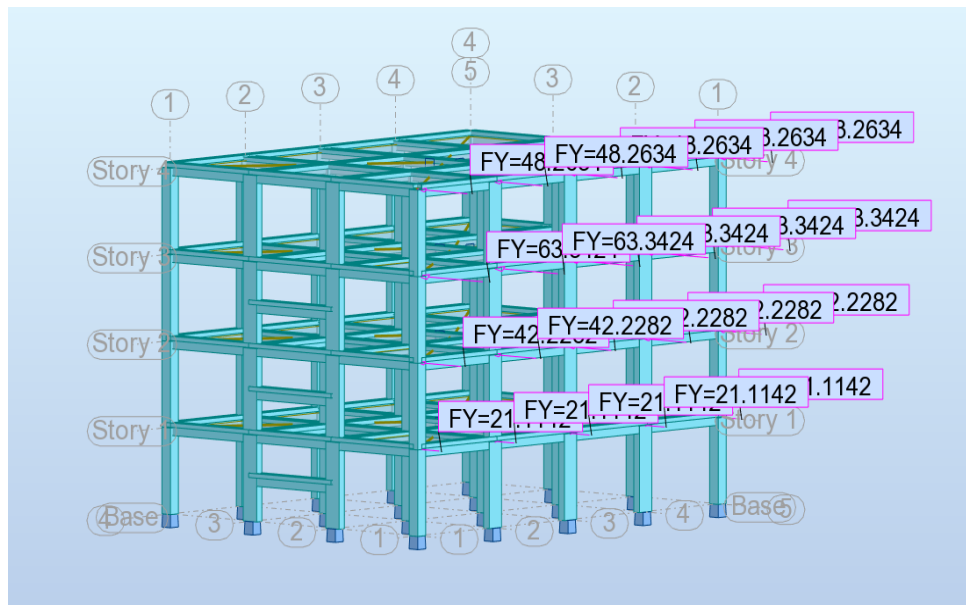


Fig. 25 - Forças sísmicas introduzidas no programa de cálculo automático na direção y (média ductilidade)

4.10.2. VIGAS

4.10.2.1. Considerações gerais e esforços de dimensionamento

As vigas são elementos primários resistentes a vários tipos de esforços: flexão, torção e transverso. Tal como acontecia para a baixa ductilidade, o esforço axial é muito baixo, uma vez que não foram contabilizados efeitos de retração do betão, de variação da temperatura e que não se usou pré-esforço. Logo as vigas foram dimensionadas à flexão simples.

Assim, o processo de dimensionamento para a média ductilidade é em todo semelhante ao utilizado para a estrutura de baixa ductilidade. Todas as tabelas apresentadas na cláusula 4.9.2.1 para a estrutura de baixa ductilidade serão agora apresentadas para a média (tabela 50, 51 e 52), para ter uma base de comparação entre as duas estruturas. As vigas mais solicitadas continuam a ser as mesmas, sendo que cada uma delas é representativa dos 2 tipos de vigas em T, usadas neste trabalho, a viga lateral e a viga central, como já foi descrito na secção 4.9.2. Apenas os parâmetros diferentes em termos de significado serão detalhados, sendo que os outros já se encontram anteriormente descritos.

Tabela 50 - Esforços com torção devido às forças sísmicas (média ductilidade)

Identificação	Força Sísmica Direção/Sentido							
	x /→		x /←		y /↑		y /↓	
	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)
V4 (A-B) -1	0	0	0	0	52,2	-24,4	-52,2	24,4
	0	0	0	0	-52,6	-24,4	52,6	24,4
V5 (B-C) -1	0	0	0	0	-119,3	55,5	119,3	-55,5
	0	0	0	0	119,3	55,5	-119,3	-55,5

Tabela 51 - Esforços devidos à combinação quase permanente/combinação fundamental (média ductilidade)

Identificação	ELS		ELU	
	1G+0,3Q		1,35G+1,5Q	
	M_x (kN.m)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	F_z (kN)
V4 (A-B) -1	-29,6	38,8	-51,5	67,0
	-36,8	-42,2	-63,9	-72,8
V5 (B-C) -1	-31,5	39,8	-49,3	61,3
	-31,5	-39,8	-49,3	-61,3

Tabela 52 - Esforços de dimensionamento das vigas (média ductilidade)

Identificação	$M_{máx}^+$ (kN.m)	$M_{máx}^-$ (kN.m)	$V_{máx}$ (kN)
V4 (A-B) -1	-89,4	28,3	89,79
V5 (B-C) -1	-150,8	89,3	118,8

sendo que:

$V_{máx}$ – é o máximo entre o esforço transversal na viga mais solicitada resultante de todas as combinações e o esforço transversal calculado pela capacidade real como indicado em 5.4.2.2 do EC8-1, sendo que o seu cálculo é detalhado em 4.10.2.4.

4.10.2.2. Dimensões das vigas

As dimensões das vigas e o respetivo banzo efetivo, b_{eff} , calculado de acordo com a equação (60) são apresentados na tabela 53.

Tabela 53 - Dimensões das vigas (média ductilidade)

Identificação	b (m)	h (m)	b_{eff} (m)
V4 (A-B) -1	0,2	0,35	0,716
V5 (B-C) -1	0,2	0,45	0,458

4.10.2.3. Armaduras longitudinais

Em seguida apresentam-se na tabela 54, 55 e 56 as armaduras longitudinais das vigas e as consequentes taxas de armadura.

Tabela 54 - Armadura longitudinal superior (média ductilidade)

Armadura Superior						
Identificação	$M_{máx}^-$ (kN.m)	μ	ϖ	$A_{s_{nec.}}$ (cm ²)	$A_s^+(\phi)$	A_s^+ (cm ²)
Viga Central	89,39	0,07	0,07	7,1	3 ϕ 20	9,4
Viga Lateral	150,8	0,10	0,11	10,7	4 ϕ 16 + 1 ϕ 20	11,2

Tabela 55 - Armadura longitudinal inferior (média ductilidade)

Armadura Inferior						
Identificação	$M_{máx}^+$ (kN.m)	μ	ϖ	$A_{s_{nec.}}$ (cm ²)	$A_s^+(\phi)$	A_s^+ (cm ²)
Viga Central	28,26	0,02	0,02	2,2	3 ϕ 16	6,03
Viga Lateral	89,28	0,06	0,06	5,3	2 ϕ 20	6,28

Tabela 56 - Taxas de armadura (média ductilidade)

Identificação	Taxa de armadura (%)
Viga Central	1,05%
Viga Lateral	1,36%

4.10.2.4. Armadura transversal

O valor do esforço transversal que dá origem ao valor de cálculo das armaduras transversais corresponde ao valor máximo entre, o valor que é diretamente retirado do modelo (sendo que posteriormente se procede às combinações indicadas na tabela 32) e o valor resultante do cálculo pela capacidade real, equação (71) e (72):

$$V_{1,Ed} = V_{g+\psi_2 q,1} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rb,1}^- + M_{Rb,2}^+}{l_{cl}} \quad (71)$$

$$V_{2,Ed} = V_{g+\psi_2 q,2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rb,1}^+ + M_{Rb,2}^-}{l_{cl}} \quad (72)$$

As equações anteriores são deduzidas da equação (25) da presente dissertação tomando $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{RB}}$ igual a 1, por simplificação e porque está do lado da segurança. A consulta da figura 2 permite interpretar as equações.

Por simplicidade, decidiu-se modelar a viga no programa de cálculo automático representando todos os esforços a que esta estava sujeita, assim como os seus momentos resistentes na extremidade e retirar o respetivo esforço transversal. Para isso era necessário calcular os momentos resistentes das armaduras longitudinais colocadas, sendo apresentado apenas o condicionante (tabela 57).

Tabela 57 - Momento Resistente das armaduras longitudinais

Momento Resistente						
Identificação	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$\frac{A'}{A}$	μ	ϖ	M_{rd} (kN.m)
Viga Lateral	11,2	6,3	0,56	0,3	0,3	183,7
Viga Central	9,4	6,0	0,64	0,3	0,3	117,1

Os momentos resistentes foram calculados à flexão simples para secções duplamente armadas, uma vez que é o que se verifica no elemento estrutural, sendo A_s e A'_s as áreas de secção de armadura dispostas em faces diferentes. Obtido assim o esforço transversal de cálculo, usaram-se as expressões utilizadas em 4.9.2.5. e obtiveram-se as respetivas armaduras transversais, tabelas 58 e 59.

Tabela 58 - Parâmetros de cálculo das armaduras transversais vigas (média ductilidade)

Identificação	$V_{máx}$ (kN)	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	ν_l	$\cot \theta$	f_{ywd} (MPa)	$V_{Rd,máx}$ (kN)
V4 (A-B) -1	89,79	1	0,2	0,27	0,528	2,5	434,8	138,88
V5 (B-C) -1	118,78	1	0,2	0,36	0,528	2,5	434,8	184,56

Tabela 59 - Armaduras transversais vigas (média ductilidade)

Identificação	$\frac{A_{sw}}{S_{req.}}$	$\frac{A_{sw}}{S_{final}}$
V4 (A-B) -1	3 (cm ² /m)	2rØ8//0,30 (As=3,4cm ² /m)
V5 (B-C) -1	3 (cm ² /m)	2rØ8//0,30 (As=3,4cm ² /m)

No entanto como será apresentado e explicado na secção 4.10.4, referente às verificações de segurança, o EC8-1 preconiza que devem ser definidas zonas críticas onde a necessidade de confinamento aumenta. O cálculo dessa zona e dessas armaduras são apresentados nessa secção. Como nesta cláusula se apresentaram tabelas referentes às armaduras transversais, é preponderante mostrar as armaduras transversais da zona crítica sendo que posteriormente se explicará os resultados (tabela 60).

Tabela 60 - Armaduras transversais - zonas críticas - vigas

Identificação	$\frac{A_{sw}}{S_{zona\ crítica}}$
V4 (A-B) -1	2rØ8//0,075 (As=13,4cm ² /m)
V5 (B-C) -1	2rØ8//0,10 (As=10,1cm ² /m)

4.10.3. PILARES

4.10.3.1. Armaduras longitudinais

Os pilares foram dimensionados tendo em conta o critério de viga fraca/pilar forte anteriormente mencionado em 2.5.1.2, com o objetivo das rótulas plásticas se formarem primeiro nas vigas junto ao nó de ligação. Para tal foi cumprido o disposto na equação (17). Assim, é necessário apresentar os momentos resistentes das vigas ligadas ao nó, uma vez que na tabela 57 apenas constam os condicionantes para o dimensionamento da armadura transversal. Estes encontram-se presentes na tabela 61.

Tabela 61- Momento resistentes das vigas para dimensionamento dos pilares

Identificação	Armaduras Solicitadas	A_s (cm ²)	μ	ϖ	M_{rd} (kN.m)
Viga Central	Superior	9,42	0,3	0,3	117,1
	Inferior	6,03	0,06	0,06	82,4
Viga Lateral	Superior	11,18	0,3	0,3	183,7
	Inferior	6,28	0,07	0,07	106,7

Apesar de estes estarem sujeitos a flexão desviada, podem ser dimensionados em flexão composta para cada uma das direções, sendo que a resistência à flexão deve ser reduzida em 30%, princípio enunciado na cláusula 5.4.3.2.1 do EC8-1.

Posto isto, apresentam-se as dimensões dos pilares, na tabela 62:

Tabela 62 - Dimensões dos pilares (média ductilidade)

Tipologia	b (m)	h (m)
Pilar de Canto	0,45	0,45
Pilar Lateral	0,3	0,7
Pilar Central	0,45	0,45

Em seguida, calcularam-se as armaduras longitudinais para as duas direções e para os dois sentidos da ação, na tabela 63 e 64 apenas são apresentados os pilares entre o piso 3 e 4, uma vez que o momento de dimensionamento é igual para todos os pisos, visto que as vigas são iguais em todos os pisos, e o momento de dimensionamento é o momento resistente das vigas multiplicado por 1,3, o que define um piso ser mais gravoso que outro é o esforço axial ser menor, como se comprova observando a fórmula da flexão composta que depende do esforço axial:

$$v = \frac{N_{sd}}{bh f_{cd}} \quad (73)$$

Em que N_{sd} é o valor de cálculo do esforço normal atuante em kN.

Ora para o mesmo μ , quanto menor o esforço axial menor o v e maior o ϖ , como se pode concluir pelas tabelas de dimensionamento (Barros et al., 2010), desde que v seja menor que 0,5, o que acontece no presente caso para todos os pisos. Como se comprova pela equação (64), quanto maior o ϖ , maior a armadura requerida.

Quanto ao facto de os pilares de dimensionamento serem os pilares superiores ao nó de ligação do piso 3, e não os inferiores, tal se deve ao aspeto já explicado anteriormente em que se distribui 55% do valor de $\sum M_{RC}$ para os pilares superiores e o restante para os inferiores. Apresenta-se na tabela 63 e 64 a armadura longitudinal por direção, para os diferentes tipos de pilares.

Tabela 63 - Armadura longitudinal por face na direção x

Direção X										
Identificação	M_{rdsup}	M_{rdinf}	M_{rd}	N_{min}	V	μ	ϖ	A_s	$A_{s/face}$	$A_{s/face}$
	Viga	Viga	Pilar							
P1A_3-4	183,7	106,7	131,3	60,26	0,01	0,07	0,15	14,34	7,92	7 ϕ 12
P1B_3-4	117,1	82,4	83,7	134,38	0,03	0,07	0,13	12,17	6,79	6 ϕ 12
P2B_3-4	117,1	82,4	142,6	261,99	0,06	0,08	0,116	10,81	5,65	5 ϕ 12

Tabela 64 - Armadura longitudinal por face na direção y

Identificação	Direção Y									
	M_{rdsup}	M_{rdinf}	M_{rd}	N_{min}	V	μ	ϖ	A_s	$A_{s/face}$	$A_{s/face}$
	Viga	Viga	Pilar							
P1A_3-4	183,7	106,7	131,3	60,26	0,01	0,07	0,15	14,34	7,92	7 ϕ 12
P1B_3-4	183,7	106,7	207,6	134,38	0,03	0,07	0,13	12,85	6,79	6 ϕ 12
P3B_3-4	117,1	82,4	142,6	276,87	0,07	0,08	0,116	10,81	5,65	5 ϕ 12

sendo que :

Todos os momentos representados estão em kN.m , enquanto que os esforços axiais se encontram em kN e as armaduras em cm² ou varões.

Apenas se representou um pilar de cada tipologia para o sentido da ação em que estes se encontram mais solicitados.

Apresentam-se na tabela 65 as armaduras longitudinais totais e a respetiva taxa de armadura.

Tabela 65 - Armaduras longitudinais totais e respetivas taxas de armaduras

Tipologia	$A_{s\text{total}} (\phi)$	$A_{s\text{total}} (\text{cm}^2)$	ρ (%)
Pilar de Canto	28 ϕ 12	31,64	1,56
Pilar Lateral	24 ϕ 12	27,12	1,29
Pilar Central	20 ϕ 12	22,60	1,12

4.10.3.2. Armaduras transversais

O procedimento adotado para o cálculo das armaduras transversais dos pilares foi similar aos das vigas. Contudo, não existem cargas nos pilares, mas sim apenas os momentos resistentes da extremidade, sendo que esses momentos são agravados pelo coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,1, como enunciado em 2.7.3.2 da presente dissertação.

As equações (74) e (75) mostram como são calculados os esforços de dimensionamento da armadura transversal para pilares, pela capacidade real:

$$V_{1,Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{RC,1}^- + M_{RC,2}^+}{l_{cl}} \quad (74)$$

$$V_{1,Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{RC,1}^+ + M_{RC,2}^-}{l_{cl}} \quad (75)$$

O recurso à figura 3 permite interpretar de forma clara as variáveis presentes nas equações. Mais uma vez $\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}}$ foi considerado igual a 1 e as equações (74) e (75) são deduções direta da equação (26).

Calcularam-se portanto os momentos resistentes dos pilares, tabela 66, agravando-os com o fator de sobrerresistência e, em seguida, simularam-se esses pilares com esses momentos no programa de cálculo automático e retirou-se o respetivo esforço transverso.

Obtido então o esforço transverso de cálculo, procedeu-se como indicado em 4.10.2.4.

Tabela 66 - Cálculo do esforço transverso pela capacidade real

Tipologia	N_{ed} (kN)	V	μ	ϖ	M_{rdx} (kN.m)	M_{rdy} (kN.m)	$M_{i,d}$ (kN.m)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)
Canto	517,92	0,13	0,19	0,34	344,45	344,45	378,90	252,60
Lateral	730,02	0,18	0,18	0,28	231,84	540,96	595,06	396,71
Central	1039,39	0,26	0,19	0,24	349,92	349,92	256,61	256,61

sendo que:

M_{rdy} – é o momento resistente do pilar devido às armaduras longitudinais na direção y;

M_{rdx} – é o momento resistente do pilar devido às armaduras longitudinais na direção x;

N_{ed} – é o esforço axial no pilar mais solicitado;

$M_{i,d}$ – momento na extremidade, obtido através do produto do momento resistente pelo coeficiente de sobrerresistência;

Na tabela 67 e 68 apresentam-se os parâmetros de cálculo e as respetivas armaduras transversais.

Tabela 67 - Parâmetros de cálculo da armadura transversal pilares (média ductilidade)

Tipologia	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	ν_l	$\cot \theta$	f_{ywd} (MPa)	$V_{Rd,m\acute{a}x}$ (kN)
Canto	252,60	1	0,45	0,36	0,528	2,5	434,8	595.80
Lateral	396,71	1	0,3	0,23	0,528	2,5	434,8	642.99
Central	256,61	1	0,45	0,36	0,528	2,5	434,8	595.80

Tabela 68 - Armaduras transversais de pilares (média ductilidade)

Tipologia	$\frac{A_{sw}}{S_{req.}}$	$\frac{A_{sw}}{S_{final}}$
Canto	6,39 (cm ² /m)	2rØ8//0,15 (As=6,7cm ² /m)
Lateral	15,96 (cm ² /m)	4rØ8//0,125 (As=16,08cm ² /m)
Central	6,49 (cm ² /m)	2rØ8//0,15 (As=6,7cm ² /m)

Tal como acontece para as vigas, existem zonas, designadas por zonas críticas, onde há necessidade de aumentar o confinamento, tal será explicado na secção 4.10.4. Apresentam-se na tabela 69 as armaduras transversais referente a essas zonas.

Tabela 69 - Armaduras transversais - zonas críticas - pilares

Identificação	$\frac{A_{sw}}{S_{\text{zona crítica}}}$
Canto	2rØ8//0,075 ($A_s=13,4\text{cm}^2/\text{m}$)
Lateral	4rØ8//0,075 ($A_s=26,8\text{cm}^2/\text{m}$)
Central	4rØ8//0,075 ($A_s=26,8\text{cm}^2/\text{m}$)

4.10.4. RESTRIÇÕES GEOMÉTRICAS / VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

4.10.4.1. Restrições geométricas das vigas

Como referido na secção 2.7.2.1, a equação (24) deve ser cumprida para aproveitar o efeito favorável da compressão do pilar. Observando a tabela 70, conclui-se que as restrições geométricas são cumpridas para as duas tipologias de vigas do presente trabalho.

Tabela 70 - Verificações das restrições geométricas

Tipologia	b_w (m)	h_w (m)	b_c (m)	$\min(b_c + h_w; 2b_c)$	OK/KO
Central	0,2	0,35	0,45	0,8	OK
			0,3	0,6	OK
			0,45	0,8	OK
Lateral	0,2	0,45	0,45	0,9	OK
			0,3	0,6	OK
			0,45	0,9	OK

4.10.4.2. Verificações segurança nas vigas e disposições construtivas

No que respeita ao cumprimento das cláusulas 5.4.3.1.2 (4) e 5.4.3.1.2 (5) do EC8-1, respeitantes a taxas de armaduras máximas e mínimas da zona tracionada representadas na presente dissertação pelas equações (27) e (29), apresentam-se na tabela 71 os respetivos valores para os dois sentidos da ação, assim como o cálculo da zona crítica através da cláusula 5.4.3.1.2 (1) do EC8-1.

Tabela 71 – Verificação das taxas de armadura

Tipologia	Sentido da ação	l_{cr} (m)	ρ'	$\mu_{\phi x/y}$	ϵ_{syd}	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}
Central	+	0,35	0,006	8,9/8,7	0,002174	0,0041	0,0029	0,0106
	-		0,004			0,0063		0,0083
Lateral	+	0,45	0,009			0,0048		0,0129
	-		0,005			0,0086		0,0091

Como a equação (76) é cumprida, o enunciado no EC8-1 respeitante às taxas de armadura é verificado.

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \quad (76)$$

Quanto às armaduras de confinamento, nas zonas críticas, a equação (30) deve ser cumprida, assim sendo o espaçamento das armaduras que respeita esta condição é apresentado na tabela 72, sendo por isso esse o espaçamento usado para as armaduras transversais nas zonas críticas.

Tabela 72 - Espaçamento das armaduras de confinamento das vigas

Tipologia	h_w (mm)	d_{bl} (mm)	d_{bw} (mm)	s (m)
Central	350	16	8	0,0875
Lateral	450	16	8	0,1125

4.10.4.3. Verificações de segurança nos pilares e disposição construtivas

O EC8-1, na secção 5.4.3.2.2, estabelece um conjunto de verificações e disposições construtivas que devem ser realizadas para que se consiga obter ductilidade local em pilares primários.

A tabela 73, apresenta o cumprimento das zonas críticas das diversas tipologias de pilares, assim como as taxas mínimas e máximas de armadura, equações (31) e (32) anteriormente mencionadas. Na tabela 75 consta a verificação de segurança que garante um confinamento adequado, equação (33). A tabela 74 apresenta o coeficiente de eficácia de confinamento, parâmetro necessário para aplicar a equação (33).

Tabela 73 - Zonas críticas e taxas de armadura

Tipologia	l_{cr} (m)	ρ_{min}	ρ_{max}	ρ	$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$
Canto	0,45	0,01	0,04	0,016	OK
Central	0,45	0,01	0,04	0,011	OK
Lateral	0,7	0,01	0,04	0,013	OK

Tabela 74 - Cálculo do coeficiente de eficácia de confinamento

Tipologia	α	α_n	α_s	$b_{ibase/altura}$ (m)	b_0 (m)	h_0 (m)	n	s (m)
Canto	0,75	0,92	0,81	0,048	0,38	0,38	28	0,075
Central	0,69	0,85	0,81	0,078	0,38	0,38	20	0,075
Lateral	0,64	0,82	0,78	0,030/0,110	0,23	0,63	24	0,075

Salienta-se que a consulta da figura 6 é um exemplo elucidativo para a correta interpretação dos diversos parâmetros adotados.

Tabela 75 - Verificação de segurança relativa ao confinamento do núcleo

Identificação	α	w_{wd}	$\mu_{\varphi x/y}$	v_d	$\varepsilon_{sy,d}$	b_c	b_0	a	b
Canto	0,75	0,19	8,95/	0,12	0,002174	0,45	0,38	0,15	0,05
Central	0,69	0,39	8,70	0,26		0,45	0,38	0,27	0,10
Lateral	0,64	0,39		0,17		0,3	0,23	0,25	0,08

Considerando $a = \alpha \omega_{wd}$ e $b = 30 \mu_{\varphi} v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$, verifica-se que a é sempre maior que b em todos os pilares. Assim, a equação (33) é cumprida.

No que concerne ao espaçamento das cintas e ganchos, este é limitado superiormente pela equação (35). Assim, o espaçamento nas zonas críticas é apresentado na tabela 76.

Tabela 76 - Espaçamento das armaduras de confinamento dos pilares

Tipologia	b_0 (mm)	d_{bl} (mm)	s (m)
Canto	382	12	0,096
Central	382	12	0,096
Lateral	232	12	0,096

Como referido anteriormente, a flexão desviada nos pilares pode ser analisada como flexão composta nas duas direções desde que se reduza a resistência em 30%. Para além disso, pode ainda ser considerada outra alternativa de verificação, designada por verificação biaxial, sendo a opção tomada neste trabalho.

Esta verificação foi realizada para todos os pisos, chegando-se à conclusão que o piso mais condicionante para esta verificação é o piso 1. Assim, apenas os pilares deste piso são apresentados na tabela 77. Desta vez, os resultados são apresentados para todos os pilares do piso, uma vez que vários pilares tiveram de ser alvo de um cuidadoso estudo, não havendo por isso um que se destaque como representante da tipologia. Este tipo de verificação deve ser realizado para todas as 9 combinações (8 ação sísmica + combinação fundamental), mas por simplificação decidiu-se resumir estas numa única combinação que será mais gravosa que todas as 9. Assim, decidiu-se combinar o esforço axial mínimo com os momentos máximos nas 2 direções (mínimo / máximo das 9 combinações), uma vez que quanto menor o esforço axial, menor o v (equação (73)) e menor o μ para ϖ constante, como se pode verificar nas tabelas e ábacos de dimensionamento à flexão composta (Barros et al., 2010). Ora ϖ é constante para a mesma tipologia de pilares como podemos observar pela equação (64). Logo, conclui-se que o menor μ conduz a momentos resistentes menores, e como estamos a considerar os momentos solicitantes máximos de todas as combinações, torna-se mais difícil a verificação da equação (77):

$$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^a \leq 1 \quad (77)$$

sendo que:

$M_{edx/y}$ – momento solicitante direção x/y;

$M_{edx/y}$ – momento resistente direção x/y;

a – igual a 1 para $\frac{N_{ed}}{N_{rd}} < 0,7$;

Tabela 77 – Verificação da flexão biaxial

	$N_{ed_{min}}$	$M_{edxmáx}$	$M_{edymáx}$	N_{rd}	$\frac{N_{ed}}{N_{rd}}$	a	M_{rdx}	M_{rdy}	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^a \leq 1$
PA1_0-1	133,7	117,3	115,6	5316	0,025	1	153	153	1,52
PA2_0-1	401,2	54,2	266,3	5285	0,076	1	123	123	1,36
PA3_0-1	411,2	49,4	266,2	5285	0,078	1	123	123	1,32
PA4_0-1	397,7	57,1	266,3	5285	0,075	1	123	123	1,38
PA5_0-1	134,3	130,7	115,8	5316	0,025	1	153	153	1,61
PB1_0-1	284,1	285,5	47,3	5285	0,053	1	259	259	1,53 KO
PB2_0-1	602,1	103,9	96,2	4954	0,1215	1	200	200	0,98
PB3_0-1	647,9	93,1	94,0	4954	0,1307	1	200	200	0,91
PB4_0-1	650,9	109,6	94,2	4954	0,1313	1	200	200	0,99
PB5_0-1	407,7	302,94	50,0	5285	0,0771	1	259	259	1,62 KO
PC1_0-1	284,1	285,5	47,3	5285	0,0537	1	259	259	1,53 KO
PC2_0-1	602,1	103,9	96,2	4954	0,1215	1	200	200	0,98
PC3_0-1	647,9	93,1	94,0	4954	0,1307	1	200	200	0,92
PC4_0-1	650,9	109,6	94,2	4954	0,1313	1	200	200	0,99
PC5_0-1	407,7	302,9	50,0	5285	0,0771	1	259	259	1,62 KO
PD1_0-1	133,7	117,4	115,6	5316	0,0251	1	153	153	1,52
PD2_0-1	401,2	54,2	266,3	5285	0,0759	1	123	123	1,36
PD3_0-1	411,2	49,4	266,2	5285	0,0778	1	123	123	1,32
PD4_0-1	397,7	57,1	266,2	5285	0,0752	1	123	123	1,39
PD5_0-1	134,3	130,7	115,8	5316	0,0252	1	153	153	1,61

É de notar que como anteriormente mencionado, esta situação mais gravosa possível é uma situação que não se verifica em nenhuma das combinações. Assim, todos os valores maiores que um que não tenham o referente KO, foram verificados um a um para todas as combinações reais e verificou-se que todas cumpriram, apresentando-se essas verificações no Anexo C.

Quanto aos valores que apresentam um KO, estes não cumpriram quando se efetuou uma verificação de combinação a combinação, apesar de o valor ter baixado bastante. Contudo os momentos resistentes foram calculados muito pelo lado da segurança, isto é apenas foi considerado que metade da armadura presente no pilar é solicitada para cada direção, o que não é realista. Assim, optou-se por usar o programa de cálculo XD-CoSec [Cachim et al. 2010], para verificar o correto dimensionamento dos pilares em causa, tanto em flexão como em esforço transversal, fig. 26 e 27, invés de calcular a percentagem de armadura que é solicitada para cada direção.

Verificação de Secções Rectangulares

Dados da Secção

Materiais: Classe do Betão C30/37, Classe do Aço A500

Geometria

b (m): 0.7, h (m): 0.3, c_{med} (cm): 4.4

Armadura Longitudinal

n°: 7, Diam.: 12

As-: 7, As_w: 5, As+: 7

Armadura Transversal

Diam.: 6, Esp.: 0.20

Ramos: Y: 2, Z: 2, As_w/s (cm/m): 2.8274

Esforços

Flexão: ☐ Simples ☐ Composta ☒ Desviada

N (kN): 407.706, My (kN.m): 49.97, Vy (kN): 0, Mz (kN.m): 302.95, Vz (kN): 0

Resultados

Flexão: ☒ Esforço Transverso: ☒

Condição limite para a verificação:

N = 407.71 kN, My = 65.96 kN.m, Mz = 399.87 kN.m

Eficiência da Armadura = 73.8 %

Limites Tração/Compressão: N_{Rd} (kN) [-1180.15 / 5285.73]

Diagramas de interação: Composta, Desviada, Abaco

Verificar Alternar visualização

Cálculo de secções de betão armado segundo o Eurocódigo 2

Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil

Fig. 26 - Verificação do correto dimensionamento do PB5_0-1 e do PC5_0-1

Verificação de Secções Rectangulares

Dados da Secção

Materiais: Classe do Betão C30/37, Classe do Aço A500

Geometria

b (m): 0.7, h (m): 0.3, c_{med} (cm): 4.4

Armadura Longitudinal

n°: 7, Diam.: 12

As-: 7, As_w: 5, As+: 7

Armadura Transversal

Diam.: 6, Esp.: 0.20

Ramos: Y: 2, Z: 2, As_w/s (cm/m): 2.8274

Esforços

Flexão: ☐ Simples ☐ Composta ☒ Desviada

N (kN): 284.106, My (kN.m): 47.31, Vy (kN): 0, Mz (kN.m): 285.527, Vz (kN): 0

Resultados

Flexão: ☒ Esforço Transverso: ☒

Condição limite para a verificação:

N = 284.11 kN, My = 62.93 kN.m, Mz = 379.80 kN.m

Eficiência da Armadura = 75.2 %

Limites Tração/Compressão: N_{Rd} (kN) [-1180.15 / 5285.73]

Diagramas de interação: Composta, Desviada, Abaco

Verificar Alternar visualização

Cálculo de secções de betão armado segundo o Eurocódigo 2

Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia

Fig. 27 - Verificação do correto dimensionamento do PB1_0-1 e do PC1_0-1

Todos os pilares cumpriram a segurança, após esta verificação.

5

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA NO CONTEXTO DO EC8-3

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Antes de mais, é importante referir que todas as verificações de segurança presentes neste capítulo foram realizadas para a rigidez imposta pelo EC8-1 assim como para a rigidez definida pelo EC8-3.

No capítulo anterior todas as análises e posteriores dimensionamentos foram realizados considerando a rigidez dos elementos calculada de acordo com o EC8-1, isto é metade da rigidez total, de modo a ter em conta os efeitos da fendilhação. No entanto, ao aplicar o EC8-3 para verificações da segurança sísmica, este define que a rigidez deve ser calculada pela equação (78):

$$M_y * \frac{L_v}{3\theta_y} \quad (78)$$

em que:

θ_y – rotação da corda de cedência;

L_v – considerado como metade do vão;

M_y – momento de cedência em (kN.m).

Procedeu-se então à determinação desta rigidez para as estruturas de ductilidade distintas, e apresentam-se os resultados nas tabelas 78 e 79. Ora, como os pilares laterais são retangulares, têm diferentes inércias para as diferentes direções do plano, logo uma rigidez diferente consoante a direção. Assim, define-se a rigidez destes elementos consoante a direção.

Tabela 78 – Rigidez calculada pelo EC8-3 (estrutura de baixa ductilidade)

Tipologia	E (MPa)	Rigidez (MN.m ²)	% Rigidez Total
Pilar de Canto	1807,6	9,40	5,48
Pilar Lateral x	1631,4	39,64	4,94
Pilar Lateral y	2616,9	12,56	7,93
Pilar Central	2479,0	12,89	7,51
Viga Lateral	4367,0	17,90	13,23
Viga Central	3804,0	18,26	11,53

Tabela 79 - Rigidez calculada pelo EC8-3 (estrutura de média ductilidade)

Tipologia	E (MPa)	Rigidez (MN.m ²)	% Rigidez Total
Pilar de Canto	2258	7,68	6,84
Pilar Lateral x	2146	18,46	6,50
Pilar Lateral y	2722	4,36	8,24
Pilar Central	3020	10,27	9,15
Viga Lateral	3403	7,49	10,31
Viga Central	3652	4,38	11,06

5.2. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA DAS ESTRUTURAS DE RIGIDEZ CALCULADA PELO EC8-3

Como a rigidez das estruturas foi modificada em relação ao capítulo anterior, o período de vibração destas e consequentemente as forças sísmicas diferem. Assim, procede-se ao seu cálculo nas cláusulas 5.2.1 e 5.2.2.

5.2.1. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE

Apresentam-se na tabela 80 os períodos de vibração da estrutura calculados pela equação (56), para as duas direções do plano. Como no capítulo anterior, para a direção y, devido à presença da escada, procedeu-se ao cálculo da frequência para o deslocamento máximo e para a média dos deslocamentos.

Tabela 80 – Parâmetros utilizados pelo método de Rayleigh e frequência fundamental (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)

Direção X	Deslocamento (m)	Forças Mássicas (kN)	Frequência (Hz)
Piso 1	0,1071	2759,78	0,929
Piso 2	0,2385	2759,78	
Piso 3	0,3272	2759,78	
Piso 4	0,3689	1643,68	
Direção Y	Deslocamento Máximo (m)	Forças Mássicas (kN)	0,827
Piso 1	0,1425	2759,78	
Piso 2	0,3025	2759,78	
Piso 3	0,4149	2759,78	
Piso 4	0,4647	1643,68	
Direção Y	Média Deslocamentos (m)	Forças Mássicas (kN)	0,839
Piso 1	0,1372	2759,78	
Piso 2	0,2973	2759,78	
Piso 3	0,4015	2759,78	
Piso 4	0,4495	1643,68	

Assim, e tendo em conta a frequência mais condicionante conclui-se que $T_x = 1,07s$ e $T_y = 1,22s$.

5.2.2. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE

Para esta estrutura efetua-se exatamente o mesmo procedimento do que o presente na cláusula 5.2.1, referente à estrutura de baixa ductilidade. Assim, a tabela 81 caracteriza a análise das frequências fundamentais da estrutura de média ductilidade.

Tabela 81 - Parâmetros utilizados pelo método de Rayleigh e frequência fundamental (rigidez EC8-3/média ductilidade)

Direção X	Deslocamento (m)	Forças Mássicas (kN)	Frequência (Hz)
Piso 1	0,1846	2431,6	0,69
Piso 2	0,4251	2431,6	
Piso 3	0,5917	2431,6	
Piso 4	0,6729	1389,6	
Direção Y	Deslocamento Máximo (m)	Forças Mássicas (kN)	0,67
Piso 1	0,2037	2431,6	
Piso 2	0,3635	2431,6	
Piso 3	0,6461	2431,6	
Piso 4	0,7435	1389,6	
Direção Y	Média Deslocamentos (m)	Forças Mássicas (kN)	0,74
Piso 1	0,1614	2431,6	
Piso 2	0,4657	2431,6	
Piso 3	0,5021	2431,6	
Piso 4	0,5084	1389,6	

Pela análise da tabela 81, conclui-se que $T_x=0,69s$ e $T_y=0,74s$.

5.3. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA PARA OS 3 ESTADOS LIMITES IMPOSTOS PELO EC8-3

Como mencionado anteriormente, são definidos 3 estados limites no EC8-3, cada um correspondente a um estado de degradação diferente das estruturas. Ora como cada estado limite tem um período de retorno associado, o espectro de cálculo da ação sísmica, $S_d(T)$ definido anteriormente para as estruturas de rigidez calculada pelo EC8-1(capítulo 4) é diferente, uma vez que o valor de cálculo da aceleração à superfície sofre alterações. Para além disso o espectro utilizado no presente capítulo é o de resposta elástica horizontal. Os valores da aceleração máxima de referência a_{gR} a adotar para cada um dos três estados limites são obtidos a partir dos valores presentes no Quadro NA.1 do anexo nacional do EC8-1 multiplicando-os pelos coeficientes indicados na tabela 82, presente no anexo nacional provisório do EC8-3 (LNEC, 2013).

Tabela 82 - Coeficientes multiplicativos da ação sísmica

Identificação do estado limite	Tipo 1	Tipo 2	
		Continente	Açores
NC	1,62	1,33	1,22
SD	0,75	0,84	0,89
DL	0,29	0,47	0,55

5.3.1. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE

5.3.1.1. Estado limite de limitação de danos (DL)

Tendo em conta os princípios enumerados em 4.7 assim como a linha de raciocínio seguida, e alterando apenas o já referido cálculo de a_{gR} , apresenta-se na figura 28 o espectro elástico a considerar na verificação de segurança sísmica desta estrutura para o estado limite de DL.

Seguidamente apresentam-se os respetivos valores usados para determinação das forças sísmicas por piso, assim como estas mesmas, para os 2 tipos de rigidez anteriormente citados na secção 5.1 deste capítulo, a tabela 83 para a estrutura com rigidez definida pelo EC8-1 e a tabela 84 para a estrutura com rigidez definida pelo EC8-3.

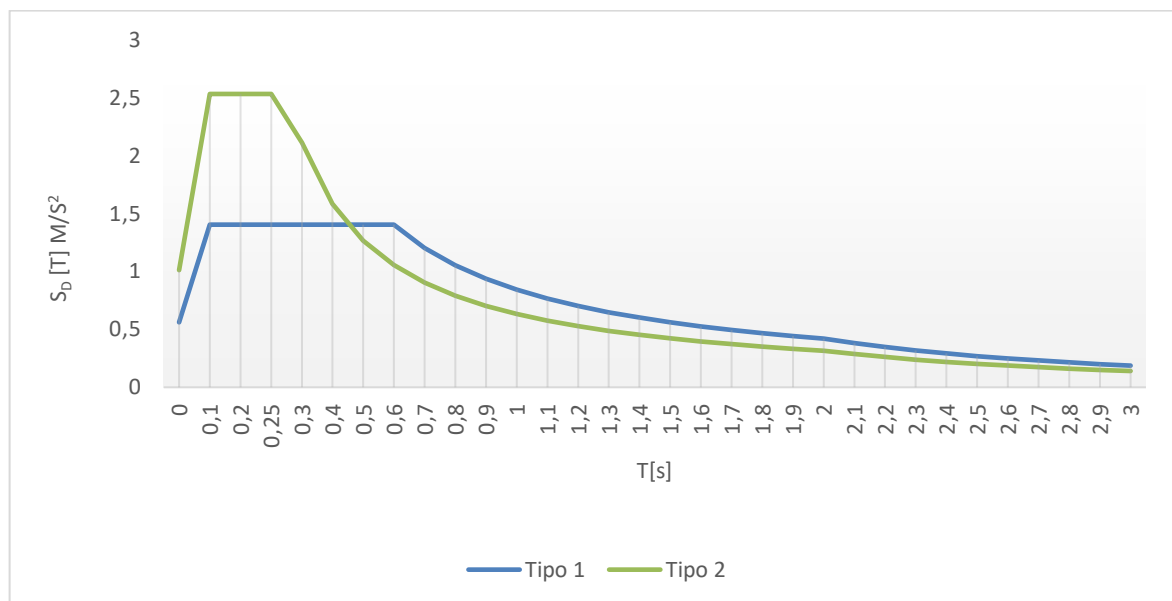


Fig.28 – Espectro de resposta elástica da ação sísmica para o estado limite de DL (baixa ductilidade)

Tabela 83 - Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-1/baixa ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							149,423	145,525
2	0,43	0,45	Tipo 2	Tipo 2	1252,51	1219,84	298,846	291,05
3							448,269	436,575
4							355,976	346,689

Tabela 84 - Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							80,40	83,40
2	1,08	1,22	Tipo 1	Tipo 1	673,92	699,069	160,80	166,80
3							241,19	250,19
4							191,53	198,68

5.3.1.2. Estado limite de danos severos (SD)

Apresenta-se na figura 29, o gráfico que define o espectro elástico para este estado limite. Como no ponto anterior, são também apresentadas as forças sísmicas para a estrutura de baixa ductilidade modelada com os dois tipos de rigidez (tabelas 85 e 86).

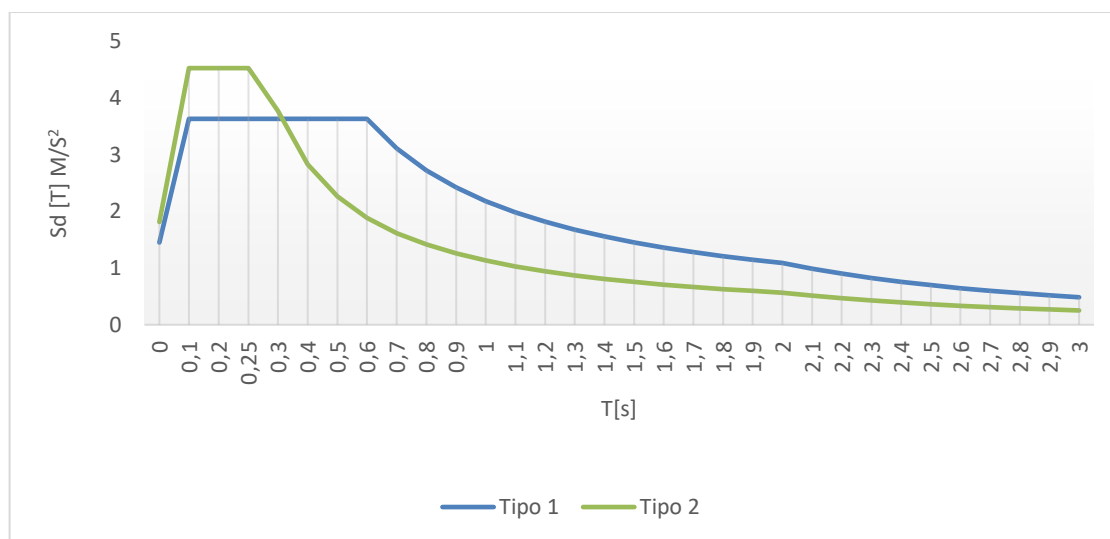


Fig.29 - Espectro de resposta elástico da ação sísmica para o estado limite de SD (baixa ductilidade)

Tabela 85 - Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-1/baixa ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							372,63	372,63
2	0,43	0,45	Tipo 1	Tipo 1	3123,47	3123,47	745,25	745,25
3							1117,88	1117,88
4							887,718	887,718

Tabela 86 - Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							207,93	215,68
2	1,08	1,22	Tipo 1	Tipo 1	1742,9	1807,94	415,85	431,37
3							623,78	647,05
4							495,35	513,83

5.3.1.3. Estado limite de colapso iminente (NC)

O espectro elástico associado a este estado limite é apresentado na figura 30.

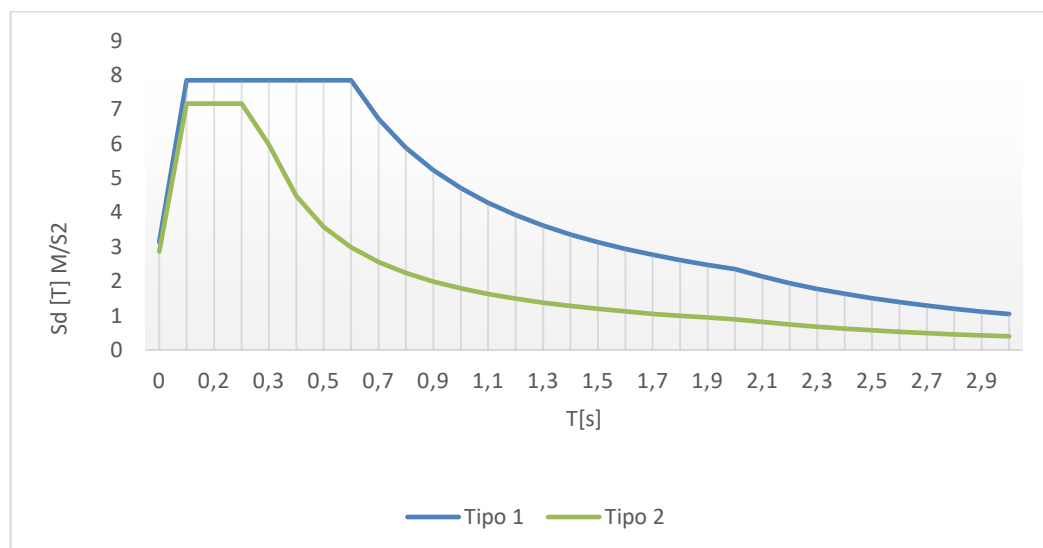


Fig.30 - Espectro de resposta elástica da ação sísmica para o estado limite de NC (baixa ductilidade)

As tabelas 87 e 88 apresentam as forças sísmicas para as duas estruturas de baixa ductilidade com rigidez diferentes.

Tabela 87 - Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-1/baixa ductilidade)

Piso	T[s]		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							804,87	804,87
2	0,43	0,45	Tipo 1	Tipo 1	6746,69	6746,69	1609,74	1609,74
3							2414,61	2414,61
4							1917,47	1917,47

Tabela 88 - Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-3/baixa ductilidade)

Piso	T[s]		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							449,12	465,88
2	1,08	1,22	Tipo 1	Tipo 1	3764,66	3905,15	898,24	931,76
3							1347,35	1397,63
4							1069,95	1109,88

5.3.2. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE

Os coeficientes multiplicativos da ação sísmica não são diferentes consoante o tipo de ductilidade da estrutura. Contudo, como já tinha sido referenciado na secção 4.7.2.1. e 4.8.2.1, os períodos de vibração da estrutura diferem para as diferentes ductilidades assim como as forças sísmicas. No entanto, o espectro de cálculo, como não depende do coeficiente de comportamento, uma vez que o espectro utilizado é o de resposta elástica, não difere entre ductilidades para nenhum dos 3 estados limites imposto no EC8-3. Assim, apenas são apresentadas em seguida as forças sísmicas para cada estado limite, uma vez que os respetivos espectros de cálculo se encontram em 5.3.1.

5.3.2.1. Estado limite de limitação de danos (DL)

Apresentam-se em seguida as respetivas forças sísmicas correspondentes às estruturas de diferentes rigidez dimensionadas para a ductilidade média (tabela 89 e 90).

Tabela 89 - Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-1/média ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							123,69	123,69
2	0,62	0,64	Tipo 1	Tipo 1	1024,85	1024,85	247,37	247,37
3							371,06	371,06
4							282,85	282,85

Tabela 90 - Forças Laterais para o estado limite de DL (rigidez EC8-3/média ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							62,13	66,63
2	1,44	1,35	Tipo 1	Tipo 1	514,81	552,12	124,26	133,27
3							186,40	199,90
4							142,02	152,31

5.3.2.2. Estado limite de danos severos (SD)

Na tabela 91 são apresentadas as forças sísmicas para a estrutura de média ductilidade com a rigidez calculada de acordo com o EC8-1, enquanto que na tabela 92 apresentam-se para a estrutura com a rigidez imposta pelo EC8-3.

Tabela 91 - Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-1/média ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							329,91	329,91
2	0,62	0,64	Tipo 1	Tipo 1	2733,57	2733,57	659,82	659,82
3							989,73	989,73
4							754,12	754,12

Tabela 92 - Forças Laterais para o estado limite de SD (rigidez EC8-3/média ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							160,69	172,33
2	1,44	1,35	Tipo 1	Tipo 1	1331,41	1427,89	321,37	344,66
3							482,06	516,99
4							367,30	393,92

5.3.2.3. Estado limite de colapso iminente (NC)

As tabelas 93 e 94 apresentam as forças sísmicas para este estado limite para a estrutura de média ductilidade e para as duas rigidezes consideradas.

Tabela 93 - Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-1/média ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							712,60	712,60
2	0,62	0,64	Tipo 1	Tipo 1	5904,51	5904,51	1425,21	1425,21
3							2137,81	2137,81
4							1628,89	1628,89

Tabela 94 - Forças Laterais para o estado limite de NC (rigidez EC8-3/média ductilidade)

Piso	$T[s]$		Tipo Condicionante		Força de Corte Basal (kN)		Força Sísmica p/piso (kN)	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
1							347,08	372,23
2	1,44	1,35	Tipo 1	Tipo 1	2875,84	3084,24	694,16	744,46
3							1041,24	1116,69
4							793,37	850,86

5.4. AVALIAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR

5.4.1. GENERALIDADES

Na parte 3 do Eurocódigo 8 é necessário realizar uma verificação complementar para poder utilizar o método das forças laterais para poder analisar a segurança sísmica. Esta verificação requer a avaliação da razão entre a capacidade, C , e as exigências, D , isto é, $\rho = \frac{D}{C}$ dos diferentes elementos. Caso a razão assuma valores superiores a 1, o que significa a formação de uma rótula plástica, a totalidade dos elementos resistentes primários deve verificar $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} < 3$, caso contrário não é admissível a aplicação do método de análise linear. Esta verificação pode ser feita em termos de momentos fletores atuantes (exigências) e momentos resistentes (capacidades), assim como em termos de rotações de corda (rotação do elemento/rotação de cedência), sendo que a determinação da rotação do elemento se encontra definida na equação (79) e a rotação de cedência na equação (36) e (37).

Para as verificações em termos de momentos apenas se considerou a rigidez de 50%, uma vez que se sabe à partida que esta é mais condicionante. No entanto consideram-se os dois tipos de rigidez para as verificações em rotações de corda, sendo numa primeira instância metade da rigidez total, para ter em conta os efeitos da fendilhação de acordo com o EC8-1, cláusula 4.3 (7), e numa segunda instância calculou-se a rigidez pelo EC8-3, através da equação (78).

A rotação da corda caracteriza-se como o ângulo formado entre a tangente ao eixo do elemento resistente deformado e a corda definida ligando a extremidade deste mesmo elemento e a extremidade do vão de corte. Nesta dissertação o vão de corte L_v foi considerado como sendo metade do vão. Assim, não se quantificou este mesmo e aplicou-se portanto o método AGM-DR (Romão et al., 2010) que nos permite obter a rotação da corda. Esta rotação é obtida através da equação (79):

$$\theta_{corda} = \theta_a - \theta_b \quad (79)$$

sendo:

θ_b – rotação do nó;

θ_a – rotação devida ao deslocamento relativo entre as extremidades do elemento, obtida através da equação (80):

$$\theta_a = \frac{d_y}{L} \quad (80)$$

em que:

d_y – é o deslocamento relativo na transversal entre as extremidades do elemento resistente;

L – é o comprimento do vão.

Nas figuras apresentadas em seguida referentes ao cálculo do rácio ρ , a designação EC8-1 na legenda das mesmas significa que a rigidez foi considerada de acordo com o EC8-1 (50% da rigidez total elástica), enquanto que a designação EC8-3, significa como o próprio nome indica, que a rigidez foi calculada pela equação (78).

Assim, procede-se à verificação de todos os elementos resistentes para os três estados limites nas duas classes de ductilidade. Considerou-se o nível de conhecimento total, KL3, uma vez que a estrutura foi dimensionada no capítulo 4, dispondo-se por isso de todas as informações da mesma.

Todos os resultados relativos a pilares representados em figuras neste capítulo, correspondem a resultados para a secção da base do pilar, uma vez que é sempre maior o valor de ρ na base.

5.4.2. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE DL

A análise em termos de momentos foi realizada para o piso 1, uma vez que é neste piso que ocorrem os ρ mais elevados dada a solicitação ser maior. Por outro lado, a resistência é igual em todos os pisos, pois os elementos resistentes têm a mesma armadura independentemente do piso. Em termos de rotação da corda, foram verificados todos os pisos um a um, chegando-se à conclusão que o primeiro piso tinha os valores mais condicionantes.

A figura 31 apresenta o valor da razão entre o momento atuante e o resistente das vigas e dos pilares primários do piso 1, sendo que se apresentou o valor máximo de cada uma das 8 combinações da ação (8 combinações da ação sísmica).

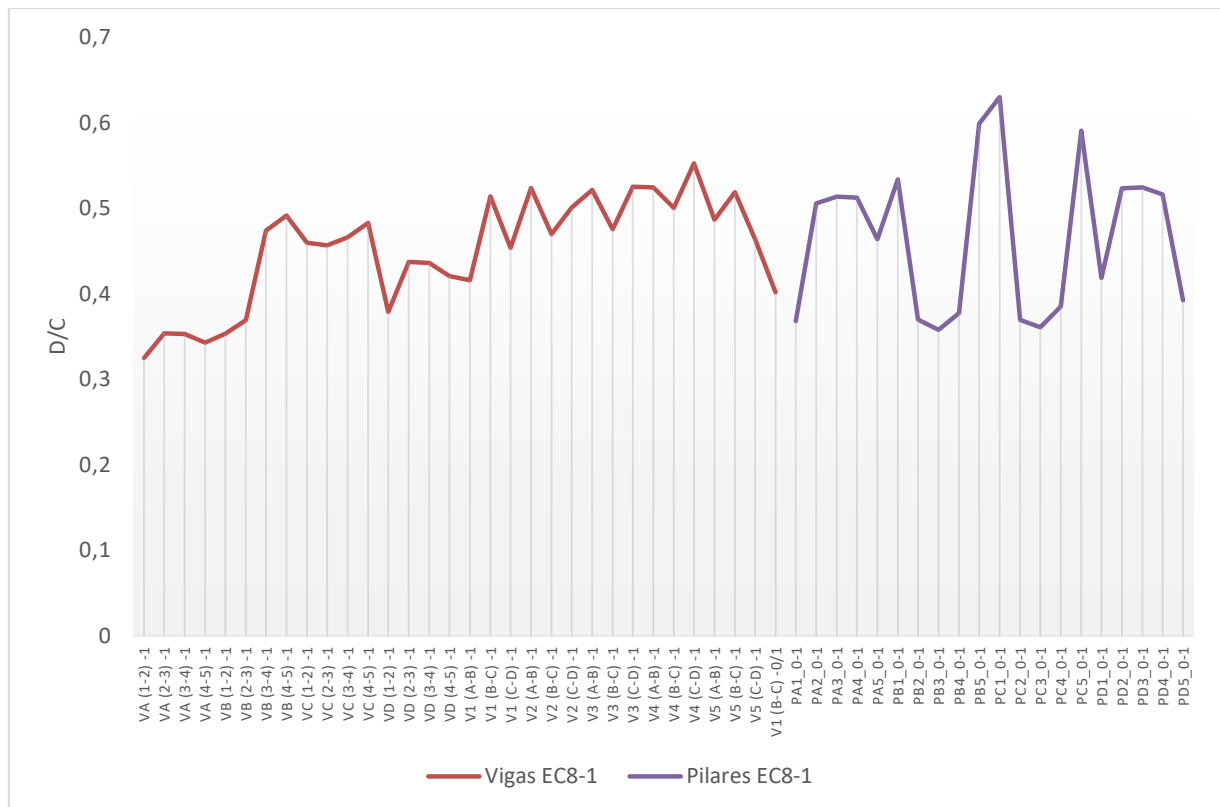


Fig.31 - D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite DL (baixa ductilidade)

Ora pela análise da figura, observa-se que não existem valores de $\frac{D}{C}$ maiores que 1, logo não se formam rótulas plásticas.

Seguidamente na figura 32, apresentam-se os rácios ρ obtidos em termos de rotação de corda. Também neste caso se verifica que não existem ρ maiores que 1, logo não surge a necessidade de verificar a equação $\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} < 3$. Assim, verifica-se que o método das forças laterais é aplicável neste caso.

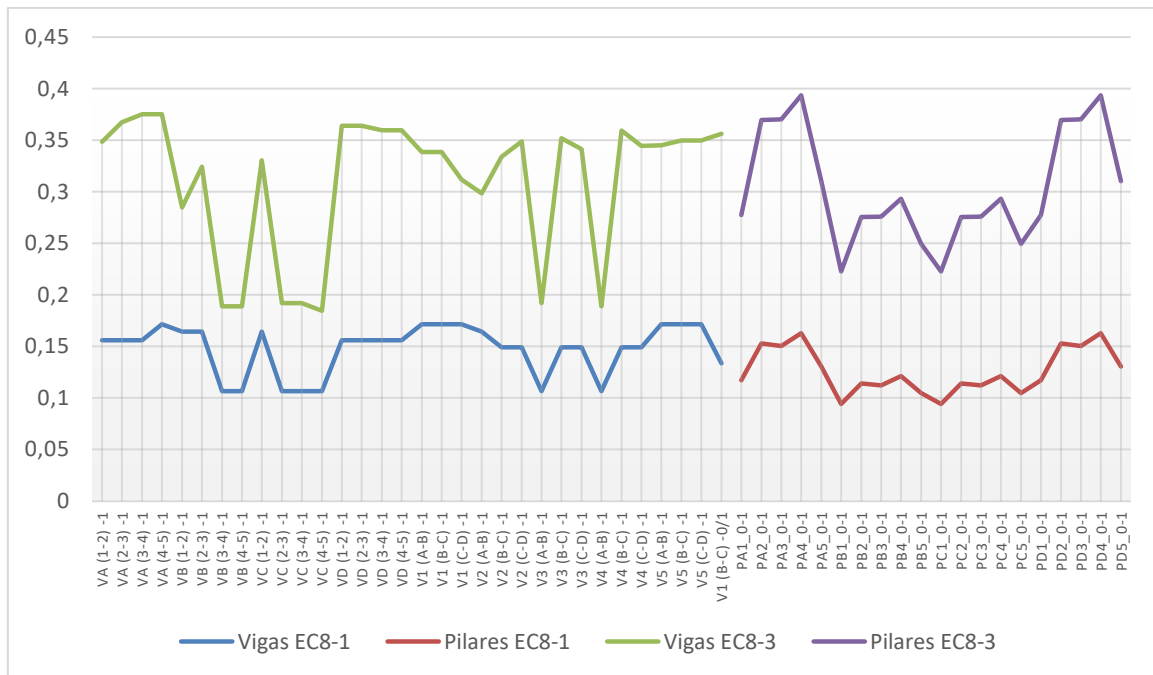


Fig.32 - D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite DL (baixa ductilidade)

5.4.3. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE SD

Seguindo os pressupostos indicados em 5.4.2, obtiveram-se os resultados presentes nas figuras 33 e 34.

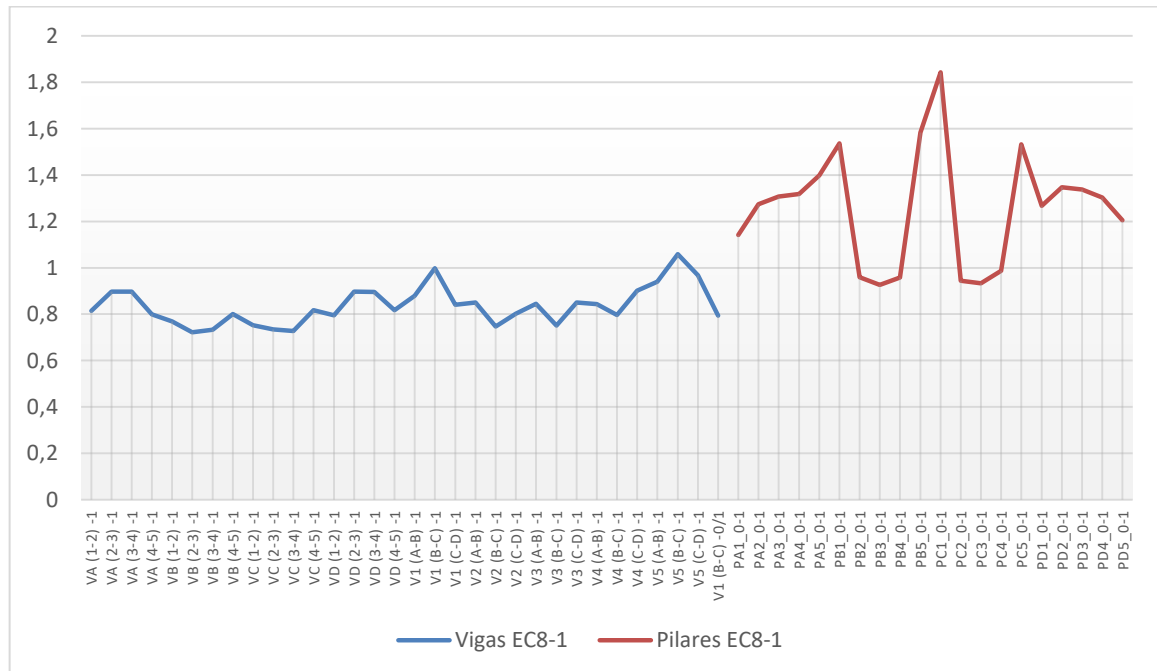


Fig.33 - D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite SD (baixa ductilidade)

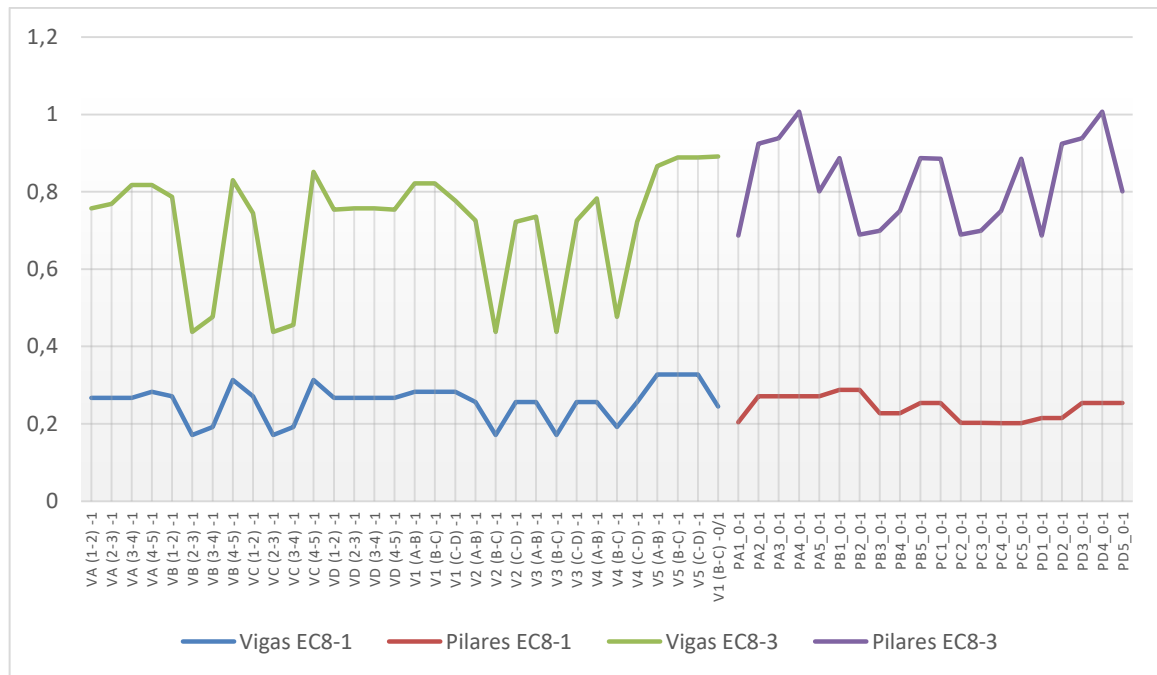


Fig.34 - D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite SD (baixa ductilidade)

Com base nos resultados apresentados, pode-se concluir que, apesar de ocorrer formação de rótulas plásticas quando se faz a verificação em momentos, o valor de $\rho_{m\acute{a}x}$ é sempre inferior a 3, o que implica que a relação $\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}}$ seja automaticamente verificada.

No que concerne à verificação em rotações da corda, verifica-se que não se formam rótulas plásticas para a estrutura de rigidez determinada pelo EC8-1, enquanto que na estrutura de rigidez imposta pelo EC8-3 ocorre formação de rotulas plásticas na base do pilar PA4 e PD4. No entanto os rácios possuem valores muito próximos de 1.

Assim conclui-se que o método das forças laterais é aplicável para este estado limite.

5.4.4. ESTRUTURA DE BAIXA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE NC

Relativamente ao estado limite de NC, a figura 35 é representativa da análise dos rácios em momentos para esta estrutura.

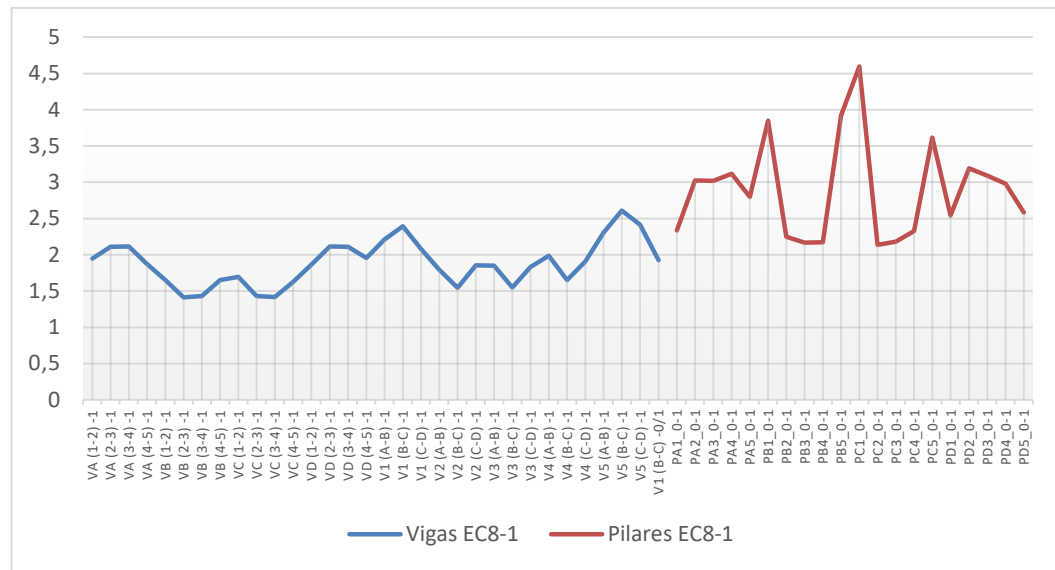


Fig.35 - D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite NC (baixa ductilidade)

Como se pode constatar pela observação da figura 35, existem rácios superiores a 3, sendo que o ρ_{\max} é 4,6. Assim, é necessário analisar o valor de ρ_{\min} superior a 1 em todos os elementos da estrutura. Pela análise de todas as combinações da ação sísmica, encontram-se vários elementos resistentes, tanto vigas como pilares, com $\rho_{\min}=1,01$. Assim, conclui-se que a relação $\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}}$ não é cumprida e que a análise linear não deve ser aplicada para este estado limite. No entanto, na figura 36, realiza-se a análise por rotações com o objetivo de verificar se as conclusões retiradas da análise por momentos se mantêm.

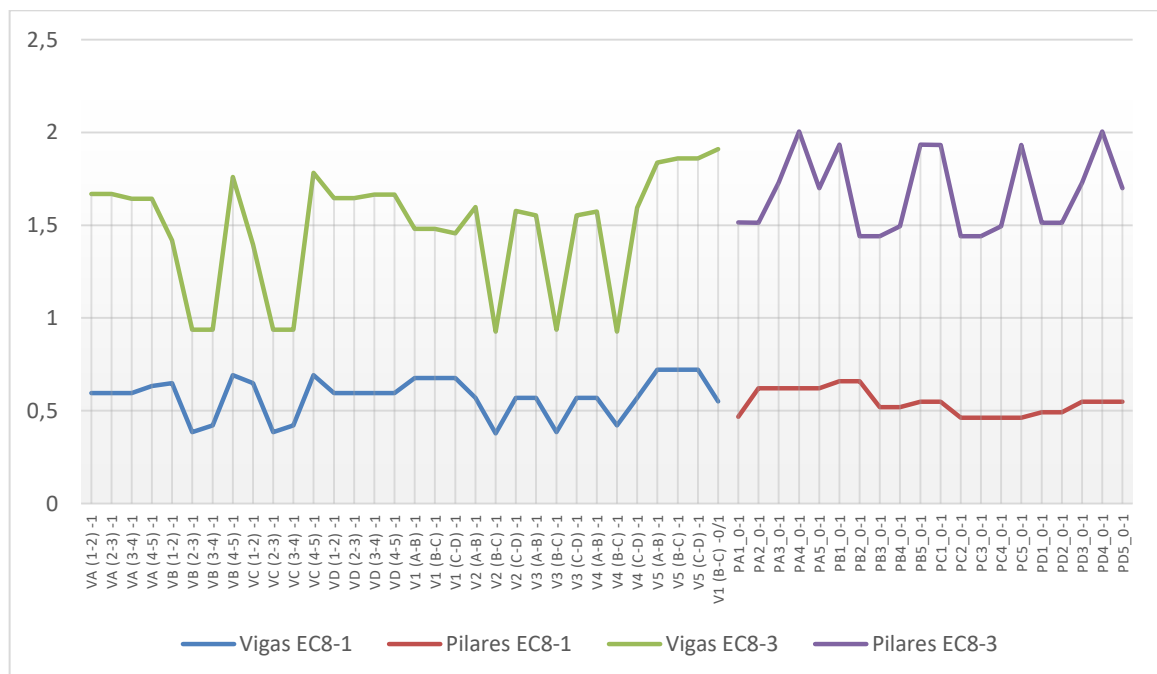


Fig.36 - D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite NC (baixa ductilidade)

Quando a análise é feita em termos de rotações, ao utilizar a rigidez imposta pelo EC8-1 (metade da rigidez total), não ocorre a formação de rótulas plásticas. No entanto, ao analisar a estrutura de rigidez calculada pelo EC8-3, já existe formação de rótulas. Contudo não surge a necessidade de verificar a equação $\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} < 3$ uma vez que não existe nenhum $\rho > 3$. Logo, a análise elástica é admissível para os 2 casos analisados quando se faz a verificação da condição $\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}}$ pela rotação de corda.

5.4.5. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE DL

A linha de raciocínio seguida para esta estrutura foi idêntica à utilizada para a estrutura de baixa ductilidade, alterando-se apenas o anteriormente indicado em 4.8 e 5.2.2. Pela leitura das figuras 37 e 38, observa-se que em nenhum dos casos ocorre a formação de rótulas plásticas quando se avalia o rácio entre a exigência e a capacidade em termos de rotação de corda ou de momentos. Logo a análise elástica linear é admissível para avaliar este estado limite.

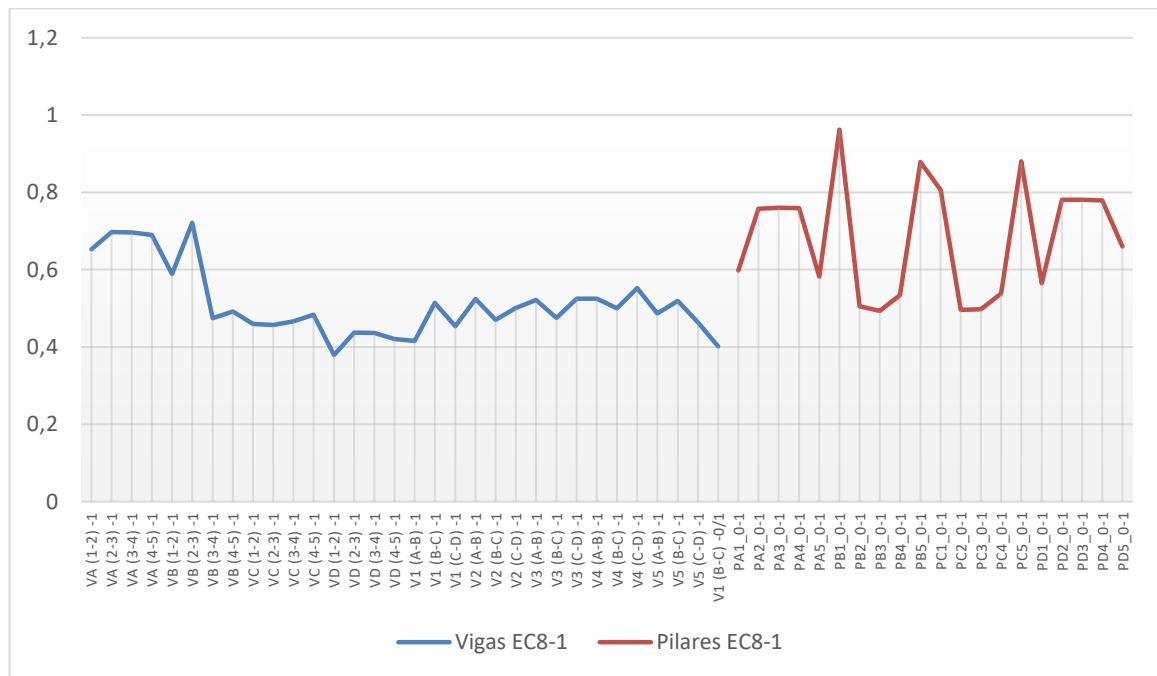


Fig.37 - D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite DL (média ductilidade)

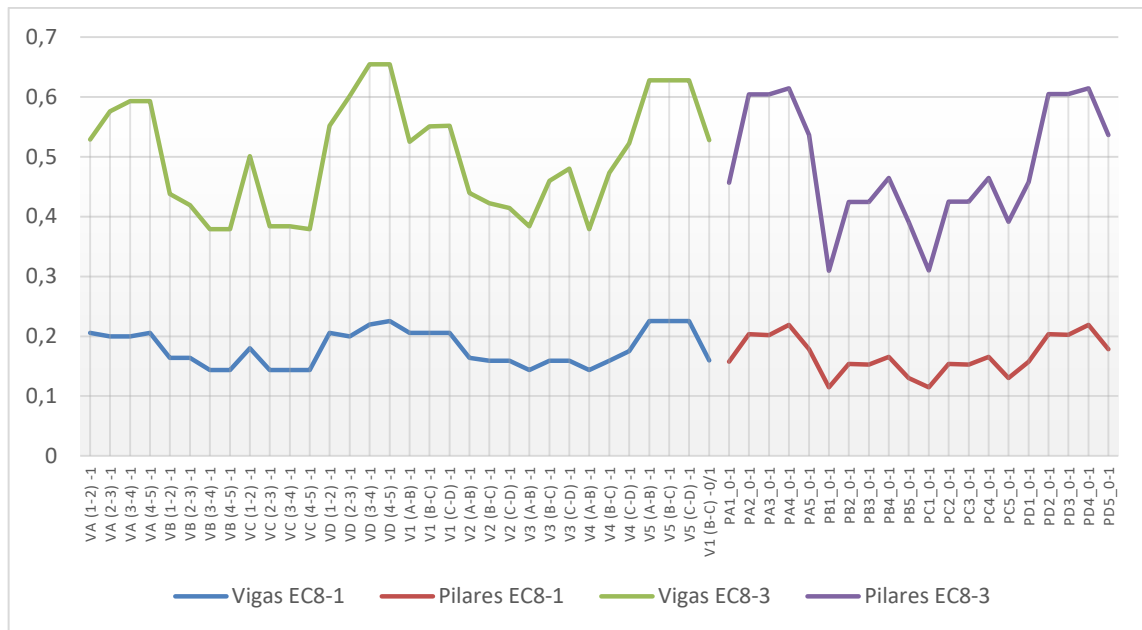


Fig.38 - D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite DL (média ductilidade)

5.4.6. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE SD

No que concerne a este estado limite, conclui-se, com base nas figuras 39 e 40 seguidamente apresentadas, que na análise em momentos se formam rótulas plásticas em todas as vigas assim como na base dos pilares. Como o $\rho_{m\acute{a}x} = 3,20$ enquanto que o $\rho_{m\acute{i}n} = 1,01$, a relação $\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}} < 3$ não se verifica. Logo, a análise elástica não é admissível para este estado limite.

Quanto à análise em rotações, para a rigidez do EC8-1, não ocorre formação de rótulas plásticas e por isso a análise elástica é admissível neste caso. No entanto, quando se faz a análise com base na rigidez do EC8-3, já se verifica formação de rótulas. Contudo, a análise elástica é também admissível porque não existem rácios superiores a 3, e por isso não há necessidade de verificar a equação $\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}} < 3$.

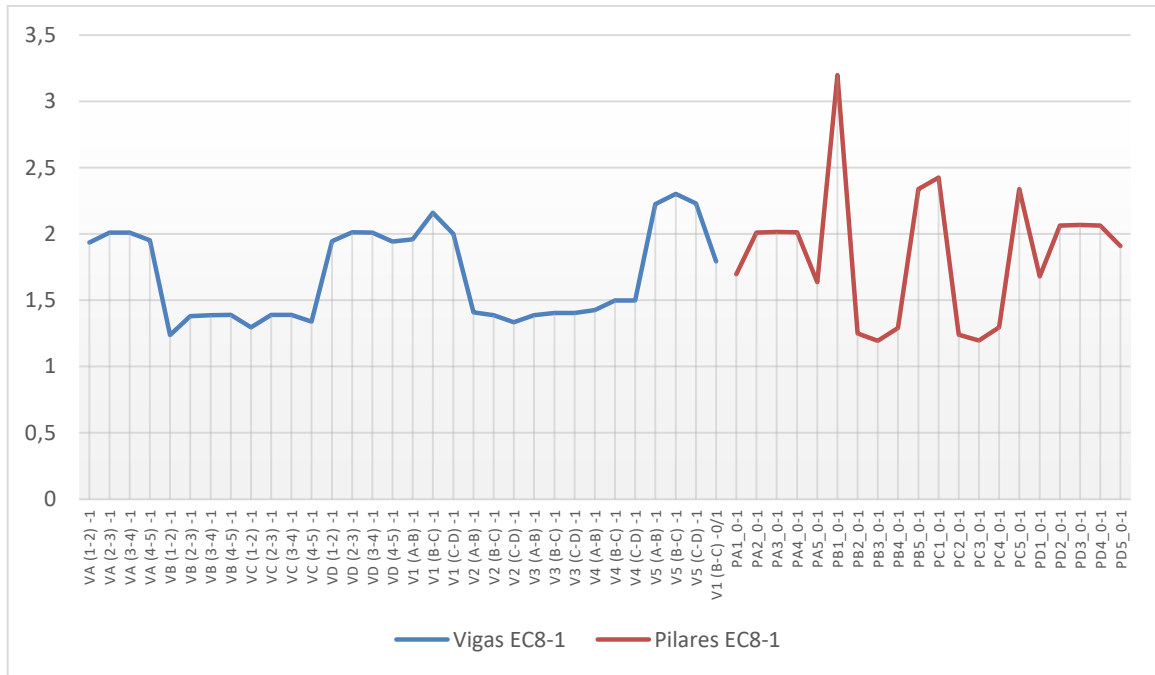


Fig.39 - D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite SD (média ductilidade)

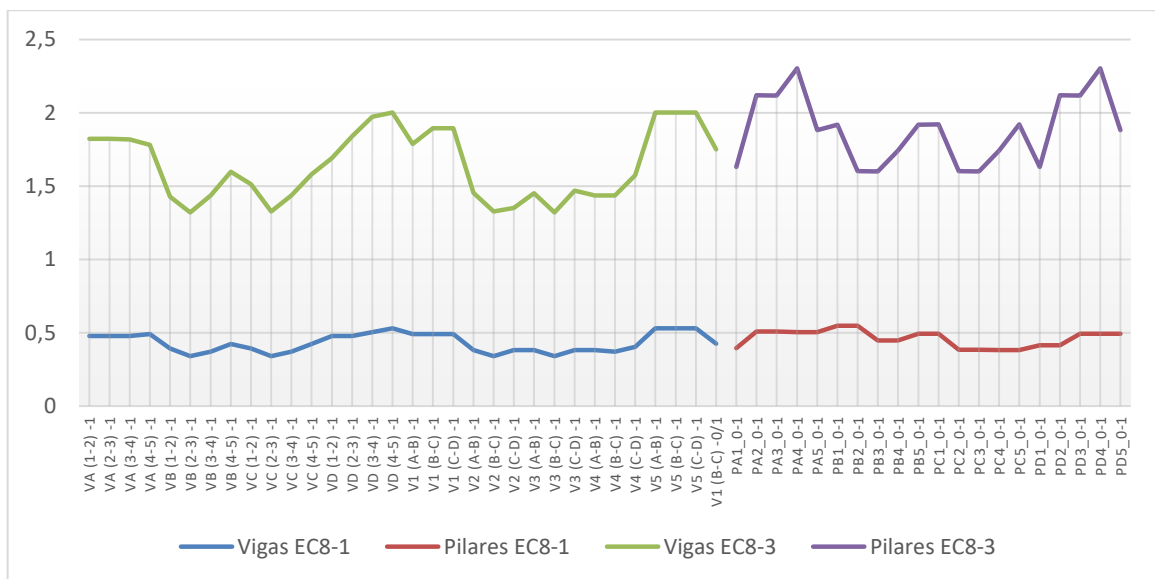


Fig.40 - D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite SD (média ductilidade)

5.4.7. ESTRUTURA DE MÉDIA DUCTILIDADE PARA O ESTADO LIMITE DE NC

Apresenta-se nas figuras 41 e 42, a análise dos rácios para este estado limite.

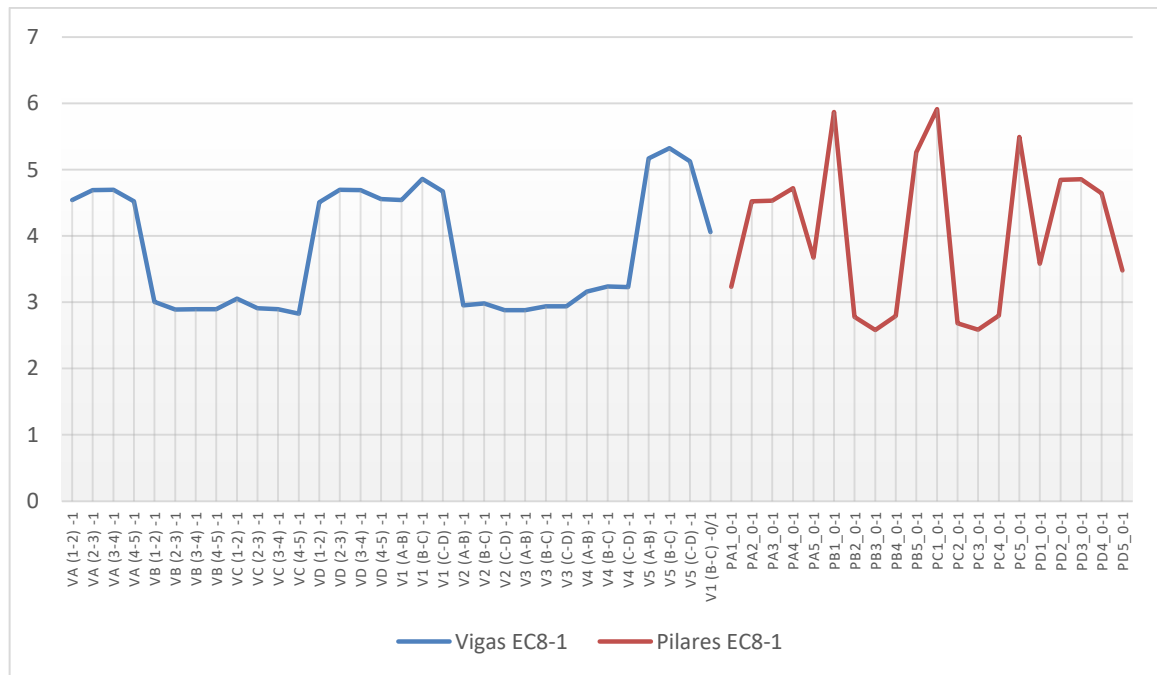


Fig.41 - D/C, em momentos, das vigas e pilares para o estado limite NC (média ductilidade)

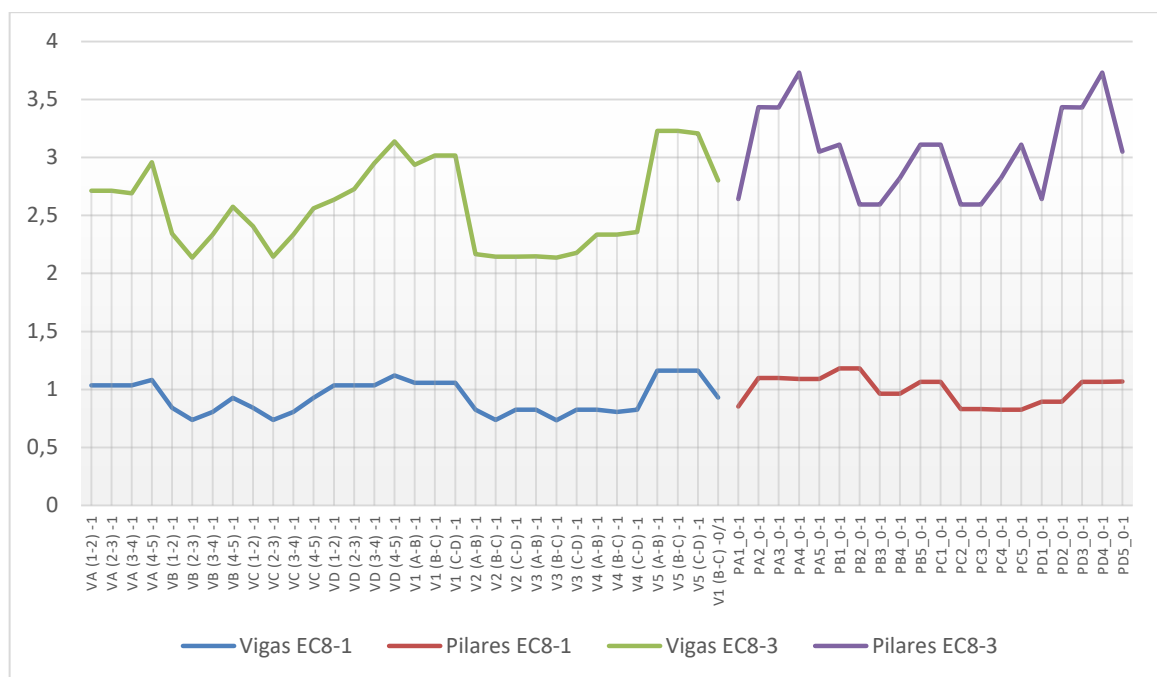


Fig.42 - D/C, em rotações, das vigas e pilares para o estado limite NC (média ductilidade)

Dos resultados apresentados, conclui-se que, quando a análise é realizada em termos de momentos, ocorre formação de rótulas plásticas em todos os elementos resistentes primários e a análise elástica não é admissível, uma vez que o $\rho_{\max} = 5,87$ enquanto que o $\rho_{\min} = 1,01$, não sendo cumprida a relação $\frac{\rho_{\max}}{\rho_{\min}} < 3$. No entanto, quando o rácio entre a exigência e a capacidade é realizado em termos de rotações de corda, apesar de se formarem rótulas quando se considerou a estrutura com a rigidez segundo o EC8-

1, a relação $\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}} < 3$ é assegurada com uma grande margem. Logo a análise elástica seria admissível neste caso. Tal já não se constata quando se analisa a estrutura com a rigidez imposta pelo EC8-3. Formam-se rótulas plásticas em todos os elementos resistentes e sendo $\rho_{m\acute{a}x} = 3,73$ e $\rho_{m\acute{i}n} = 1,01$, o rácio entre os dois é maior que 3. Logo a análise elástica não é admissível neste caso.

5.4.8. RESUMO DA ANÁLISE DA ADMISSIBILIDADE DO MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

Em seguida, na tabela 95 e 96, são apresentadas as conclusões finais relativas à admissibilidade da análise elástica para a análise da segurança sísmica das estruturas.

Tabela 95 – Resumo da admissibilidade da análise elástica (estrutura de baixa ductilidade)

Estado Limite	DL			SD			NC		
$\frac{D}{C}$	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$	$\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}}$	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$	$\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}}$	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$	$\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}}$
Momentos EC8-1	<1	<1	-	1,84	1,02	1,80	4,60	1,01	4,55
Rotações EC8-1	<1	<1	-	<1	<1	-	<1	<1	-
Rotações EC8-3	<1	<1	-	1,01	1,01	1,00	2,00	1,01	1,98

Tabela 96 - Resumo da admissibilidade da análise elástica (estrutura de média ductilidade)

Estado Limite	DL			SD			NC		
$\frac{D}{C}$	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$	$\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}}$	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$	$\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}}$	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$	$\frac{\rho_{m\acute{a}x}}{\rho_{m\acute{i}n}}$
Momentos EC8-1	<1	<1	-	3,20	1,01	3,17	5,87	1,01	5,81
Rotações EC8-1	<1	<1	-	<1	<1	-	1,18	1,00	1,18
Rotações EC8-3	<1	<1	-	2,30	1,01	2,28	3,73	1,00	3,73

Conclui-se portanto que a análise elástica não é admissível para a análise do estado de colapso iminente (NC) na estrutura de baixa ductilidade, e que, para a estrutura de média ductilidade esta não é admissível na análise do estado de danos severos (SD), assim como do estado de colapso iminente (NC).

Contudo, apesar de não ser admissível o método de análise elástica linear, está irá ser considerada e estudada na análise de segurança presente nas secções seguidamente apresentadas.

5.5. ANÁLISE DA SEGURANÇA SÍSMICA PARA MECANISMOS DÚCTEIS

5.5.1. ROTAÇÃO DA CORDA DE CEDÊNCIA

Quando estamos na presença do Estado Limite de Limitação de Danos, tal como referido anteriormente na secção 3.3.2.1, sempre que se realiza a verificação de segurança em termos de deformações, a capacidade é dada pelas equações (36) ou (37), que definem a rotação da corda em cedência, θ_y .

Assim, apresentam-se nas tabelas 97 e 98, os valores de θ_y para os diferentes elementos resistentes primários. Surge no entanto uma necessidade de separar os pilares retangulares (laterais) nas duas

direções do plano porque o seu alinhamento influencia diretamente a rotação de cedência. A curvatura de cedência foi obtida através das equações (81) e (82) resultantes de ensaios experimentais (Priestley, 2003). Sendo a equação (81) referente a vigas em T e a equação (82) referente a pilares:

$$\phi_y = \frac{1,7\epsilon_{sy}}{h} \quad (81)$$

$$\phi_y = \frac{2,1\epsilon_{sy}}{h} \quad (82)$$

sendo que:

ϵ_{sy} – a extensão do aço em cedência;

h – a altura da secção transversal do elemento.

Tabela 97 – Rotação de cedência para a estrutura de baixa ductilidade

Tipologia	ϕ_y	L_v (m)	h (m)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	d_b (m)	θ_y
Pilar Central	0,0105	1,5	0,5	38	575	0,016	0,009309
Pilar Lateral x	0,005833	1,5	0,9	38	575	0,02	0,006937
Pilar de Canto	0,0105	1,5	0,5	38	575	0,016	0,009309
Pilar Lateral y	0,013125	1,5	0,4	38	575	0,02	0,011583
Viga Lateral	0,0085	2,15	0,5	38	575	0,016	0,00898
Viga Central	0,0085	2,15	0,5	38	575	0,02	0,00937

Tabela 98 - Rotação de cedência para a estrutura de média ductilidade

Tipologia	ϕ_y	L_v (m)	h (m)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	d_b (m)	θ_y
Pilar Central	0,01167	1,5	0,45	38	575	0,012	0,00950
Pilar Lateral x	0,00750	1,5	0,7	38	575	0,012	0,00718
Pilar de Canto	0,01167	1,5	0,45	38	575	0,012	0,00950
Pilar Lateral y	0,01750	1,5	0,3	38	575	0,012	0,01302
Viga Lateral	0,00944	2,15	0,45	38	575	0,016	0,01002
Viga Central	0,00121	2,15	0,35	38	575	0,02	0,01255

5.5.2. ROTAÇÃO DA CORDA ÚLTIMA

Ao avaliar a segurança em termos de deformações para o Estado Limite de Colapso Iminente e para o Estado Limite de Danos Severos, a capacidade é dada pela equação (38), sendo que para este último estado limite o valor é posteriormente multiplicado por 0,75. Como esta rotação depende de v , logo do esforço axial, varia de combinação para combinação. Assim a título ilustrativo de cálculo, apresenta-se apenas o cálculo de um pilar (tabela 99 e 100) da estrutura de baixa ductilidade e média ductilidade escolhido aleatoriamente para a combinação $++(1X+0,3Y)$, definida na tabela 32, também esta escolhida aleatoriamente. Como o esforço axial varia consoante a rigidez, mas os outros parâmetros não, decidiu-se apenas mostrar o exemplo para a rigidez calculada consoante o EC8-1.

Tabela 99 - Exemplo do cálculo da rotação da corda última com rigidez calculada pelo EC8-1- estrutura de baixa ductilidade

Pilar	Direção	γ_{el}	ν	h (m)	$\frac{w'}{w}$	L_v (m)	α	ρ_{sx}	θ_{um}
PA1_0-1	x	1,15	0,0097	0,5	1	1,5	0,695	0,000673	0,0359
	y	1,15	0,0097	0,5	1	1,5	0,695	0,000673	0,0359

Tabela 100 - Exemplo do cálculo da rotação da corda última com rigidez calculada pelo EC8-1- estrutura de média ductilidade

Pilar	Direção	γ_{el}	ν	h (m)	$\frac{w'}{w}$	L_v (m)	α	ρ_{sx}	θ_{um}
PA1_0-1	x	1,15	0,03	0,45	1	1,5	0,752	0,002993	0,0395
	y	1,15	0,03	0,45	1	1,5	0,755	0,002993	0,0395

5.5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA O ESTADO LIMITE DE LIMITAÇÃO DE DANOS

Esta avaliação da capacidade é efetuada em termos de deformações e a sua análise foi realizada para todos os elementos de todos os pisos. As figuras seguidamente apresentadas 43 e 44, representam a razão entre a rotação da corda e a rotação de cedência. Os valores superiores a 1 representam os casos onde não é verificada a segurança para este estado limite.

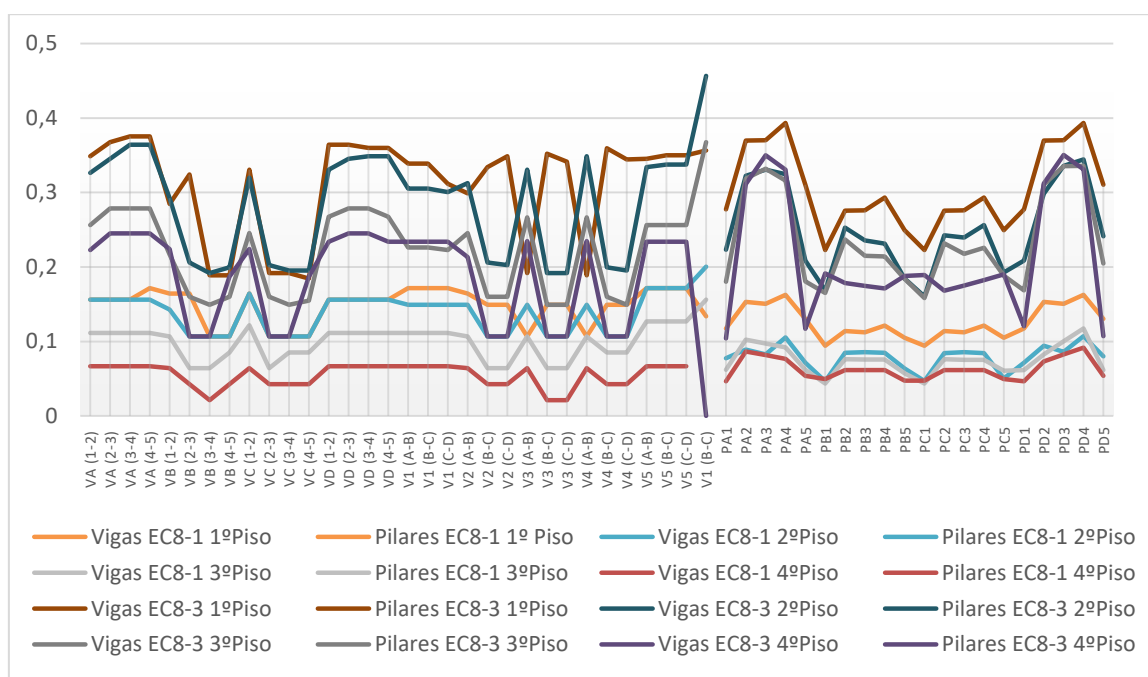


Fig.43 – Verificação de segurança para o estado limite de DL (baixa ductilidade)

Conclui-se então que para a estrutura de baixa ductilidade, a segurança é verificada para os dois tipos de rigidez considerados para os elementos primários resistentes.

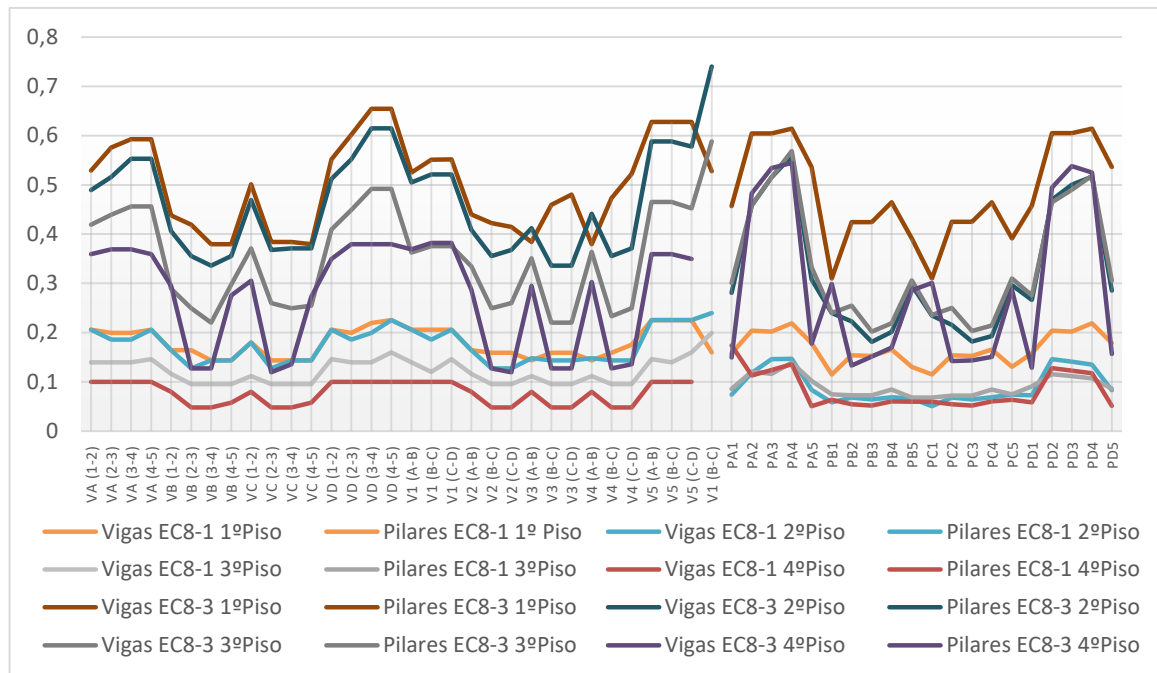


Fig.44 – Verificação de segurança para o estado limite de DL (média ductilidade)

Os resultados obtidos pela figura 44 permitem concluir que é verificada a segurança para a estrutura de média ductilidade para os dois tipos de rigidez em análise, tal como acontecia com a estrutura de baixa ductilidade.

5.5.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA ESTADO LIMITE DE DANOS SEVEROS

Neste estado limite, a segurança é avaliada calculando o rácio entre as rotações de corda dos elementos resistentes e o valor da capacidade de rotação de corda, θ_{sd} , dado como o produto de 0,75 pela rotação da corda última, θ_{um} .

Assim, apresentam-se nas figuras 45 e 46, os resultados obtidos para as estruturas de baixa e média ductilidade, considerando em cada caso os dois tipos de rigidez já referidos.

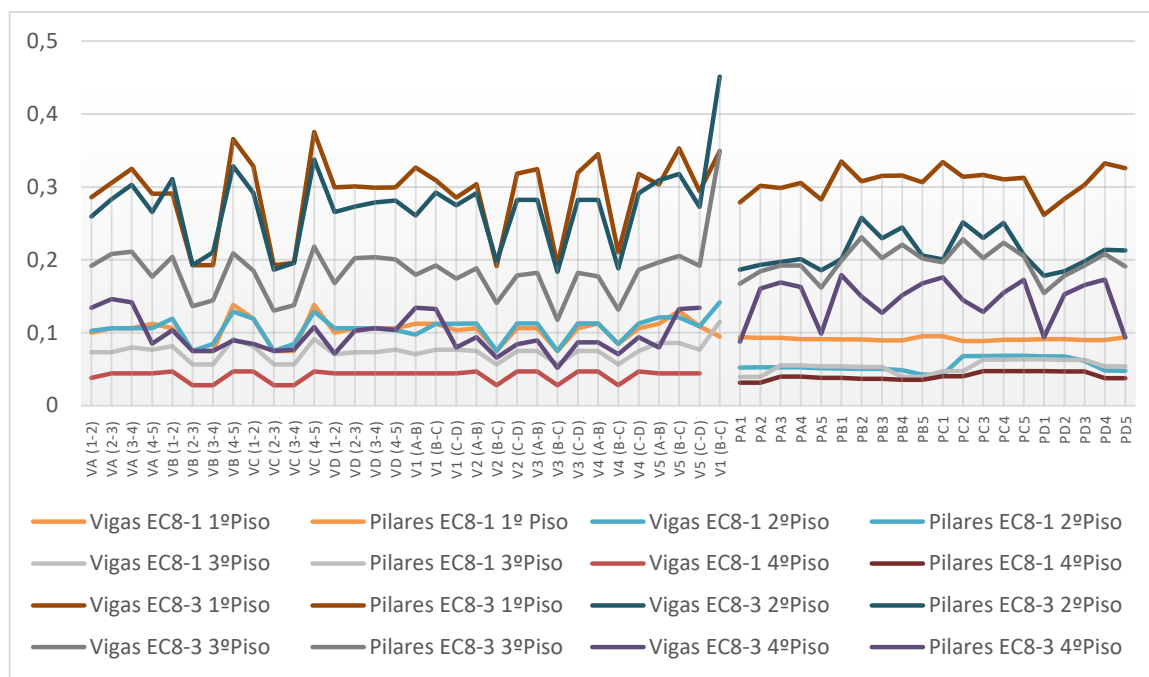


Fig.45 - Verificação de segurança para o estado limite de SD (baixa ductilidade)

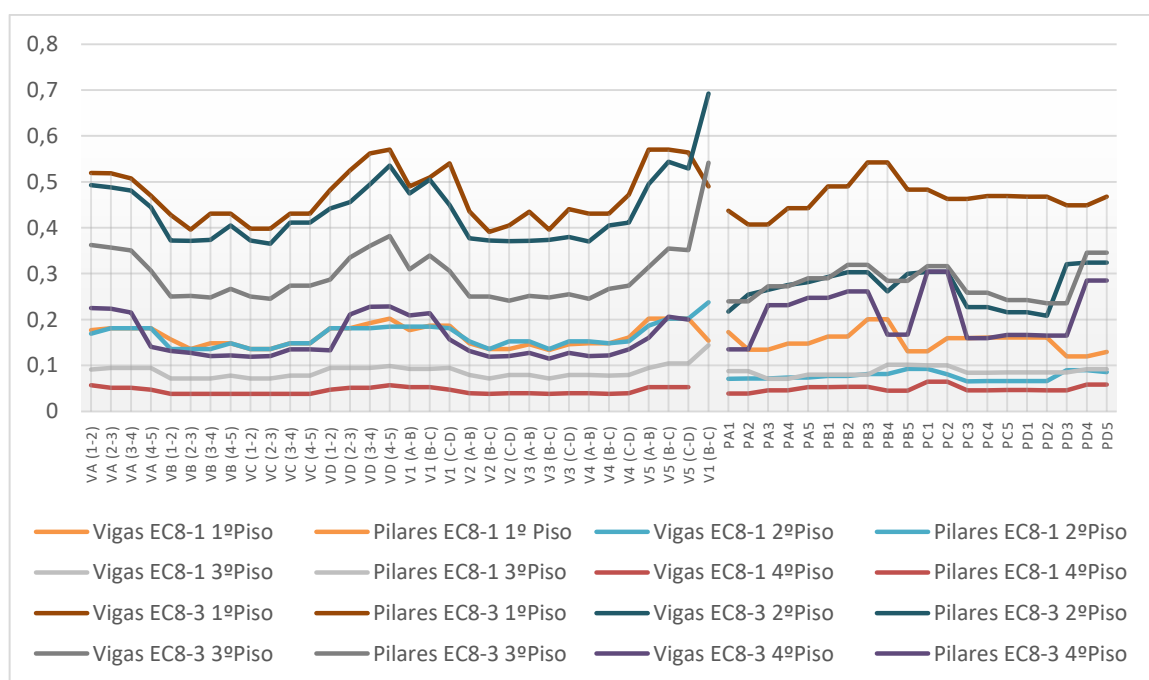


Fig.46 - Verificação de segurança para o estado limite de SD (média ductilidade)

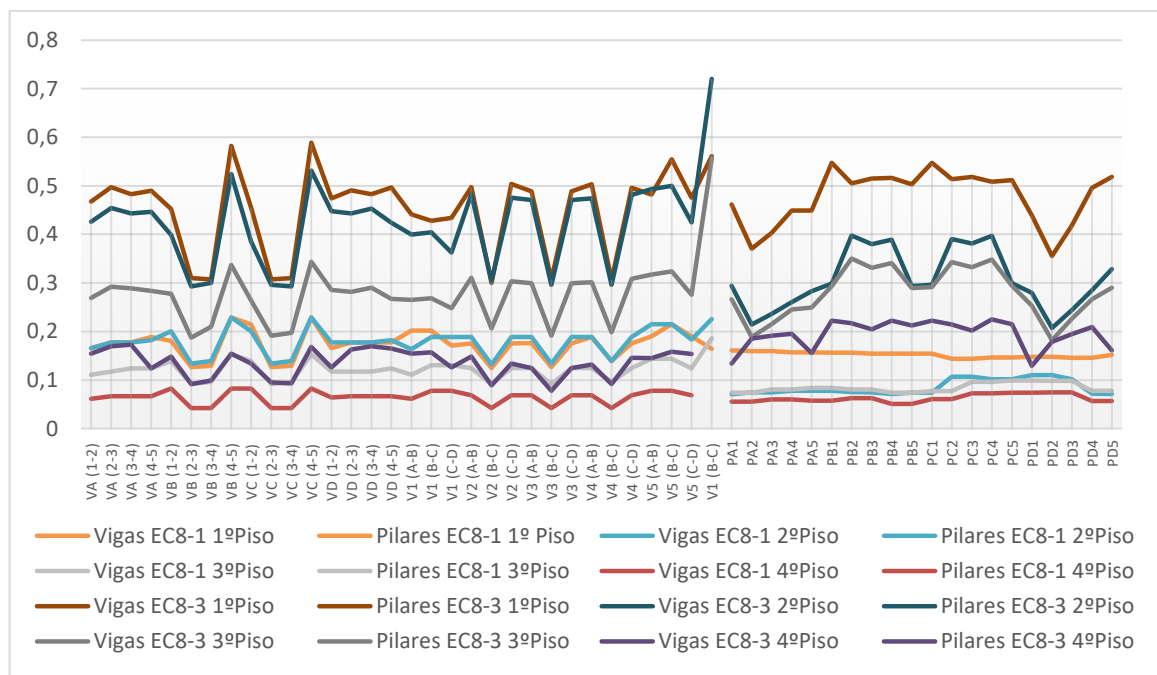
Da observação das figuras 45 e 46, conclui-se que é verificada a segurança para este estado limite para a estrutura de baixa ductilidade, assim como para a estrutura de média ductilidade, uma vez que todos os elementos resistentes apresentam rácios inferiores a 1. É importante referir ainda que a rigidez calculada pelo EC8-3 é a que apresenta rácios maiores tanto para a estrutura de baixa ductilidade como para a estrutura de média ductilidade.

5.5.5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA ESTADO LIMITE DE COLAPSO IMINENTE

Esta análise com base nas deformações, diferencia-se da referida em 5.5.3, pelo facto de a exigência de rotação da corda ser comparada com a capacidade total de rotação da corda última, θ_{um} .

Apresentam-se nas figuras 47 e 48, os resultados da análise para as duas ductilidades, considerando em cada uma delas os dois tipos de rigidez anteriormente mencionados. A análise das figuras permite concluir que a segurança é cumprida para a estrutura de ductilidade baixa.

No entanto, quando analisamos a estrutura de média ductilidade, verificamos que existe um elemento resistente primário que não cumpre a verificação de segurança, sendo ele, a viga da escada entre o segundo e o terceiro piso. Quanto aos outros elementos resistentes apesar de apresentarem os rácios mais elevados dos 3 estados limites em análise como se observa por comparação entre a figura 44,46 e 48 cumprem a segurança pois não possuem valores superiores a 1, apesar de existirem valores muito perto de 1. Assim, este estado limite não verifica a segurança de acordo com os princípios subjacentes ao EC8-3, porque o não cumprimento de um elemento é suficiente para pôr em causa a segurança da estrutura. É importante referir ainda que a rigidez mais condicionante, isto é, a que apresenta maiores valores entre a exigência e a capacidade é a imposta pelo EC8-3. Esta constatação foi comum aos 3 estados limites em análise, logo podemos concluir que a rigidez condicionante em termos de rotações é a imposta pelo EC8-3.



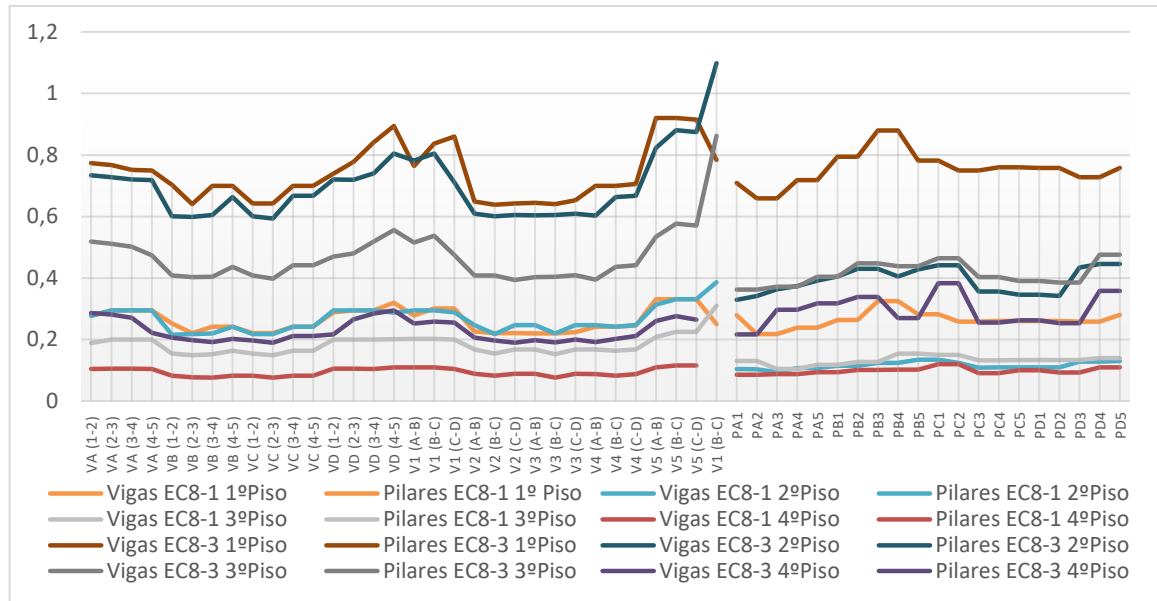


Fig.48 - Verificação de segurança para o estado limite de NC (média ductilidade)

5.6. ANÁLISE DA SEGURANÇA SÍSMICA PARA MECANISMOS FRÁGEIS

5.6.1. RESISTÊNCIA AO CORTE

Esta verificação de segurança, como referido em 3.3.3 da presente dissertação apenas é requerida para o estado limite de colapso iminente (NC). Assim é imposta que a resistência ao corte dada pela equação (40) tem de ser maior que a exigência em termos de esforço transversal em cada elemento resistente. Como o esforço resistente ao corte depende do esforço axial e das rotações da corda últimas, dependendo da combinação da ação sísmica em que nos encontramos, este varia, sendo que por isso se decidiu escolher um elemento resistente aleatório, representativo de cada tipologia, numa combinação também ela aleatória de maneira a ilustrar a ordem de grandeza e as variáveis necessárias ao cálculo (tabelas 101,102,103 e 104).

Tabela 101 – Cálculo da resistência ao corte (baixa ductilidade)

Tipologia	θ_{umx}	θ_{umy}	N_{ed} (kN)	b (m)	h (m)	V_w (kN)	ρ_{tot}	θ_y	V_{Rx} (kN)	V_{Ry} (kN)
Pilar de Canto	0,0359	0,0359	0*	0,5	0,5	77,43	1,29%	0,0093	138,5	138,5
Pilar Central	0,0306	0,030	702	0,5	0,5	77,43	0,97%	0,0093	170,7	170,7
Pilar Lateral	0,0324	0,0324	680	0,4	0,9	665,71	1,57%	0,0069	610,6	610,6
Viga Lateral	0,0336	0,0560	0	0,3	0,5	116,15	1,24%	0,0089	111,9	97,31
Viga Central	0,0329	0,0572	0	0,3	0,5	77,43	1,70%	0,0093	78,47	67,34

Tabela 102 – Cálculo das contribuições da armaduras de esforço transverso (baixa ductilidade)

Tipologia	ρ_w	b_w (m)	z (m)	f_{yw} (Mpa)	V_w (kN)
Pilar de Canto	0,077433	0,5	0,4	575	77,43
Pilar Central	0,077433	0,5	0,4	575	77,43
Pilar Lateral	0,665712	0,4	0,72	575	665,71
Viga Lateral	0,00112	0,3	0,4	575	116,15
Viga Central	0,00168	0,3	0,4	575	77,43

Tabela 103 - Cálculo da resistência ao corte (média ductilidade)

Tipologia	ρ_w	b_w (m)	z (m)	f_{yw} (Mpa)	V_w (kN)
Pilar de Canto	0,00299	0,45	0,36	575	278,76
Pilar Central	0,00596	0,45	0,36	575	554,76
Pilar Lateral	0,86296	0,3	0,56	575	862,96
Viga Lateral	0,00673	0,2	0,36	575	278,76
Viga Central	0,00505	0,2	0,28	575	162,61

Tabela 104 - Cálculo das contribuições da armaduras de esforço transverso (média ductilidade)

Tipologia	θ_{umx}	θ_{umy}	N_{ed} (kN)	b (m)	h (m)	V_w (kN)	ρ_{tot}	θ_y	V_{Rx} (kN)	V_{Ry} (kN)
Pilar de Canto	0,0395	0,0395	0*	0,45	0,45	278	1,56%	0,0095	238	238
Pilar Central	0,0400	0,0298	600	0,45	0,45	554	1,12%	0,0095	408	432
Pilar Lateral	0,0358	0,0482	536	0,3	0,7	862	1,29%	0,0071	609	549
Viga Lateral	0,0372	0,0700	0	0,2	0,45	278	1,36%	0,0125	185	158
Viga Central	0,0853	0,0453	0	0,2	0,35	0,162	1,06%	0,0100	89	97

* O esforço axial é nulo, porque é de tração na combinação seleccionada.

De notar que os valores das tabelas anteriores consideram o caso em que a estrutura possui a rigidez determinada pelo EC8-1. No entanto os parâmetros utilizados no caso em que se usa a rigidez dada pelo EC8-3 são iguais, exceto o esforço axial.

O EC2-1 na secção 6.2.3 define um valor máximo de esforço transverso resistente que limita V_R a um valor máximo. Estes são igualmente apresentados na tabela 105 e 106.

Tabela 105 – Esforço transverso máximo definido pelo EC2-1 (baixa ductilidade)

Tipologia	b_w (m)	z (m)	α_{cw}	f_{cd} (MPa)	v_l	$\cot \theta$	$V_{Rd,max-EC2}$ (kN)
Pilar de Canto	0,5	0,4	1	20	0,528	2,5	728
Pilar Central	0,5	0,4	1	20	0,528	2,5	728
Pilar Lateral	0,4	0,72	1	20	0,528	2,5	1048
Viga Lateral	0,3	0,4	1	20	0,528	2,5	437
Viga Central	0,3	0,4	1	20	0,528	2,5	437

Tabela 106- Esforço transverso máximo definido pelo EC2-1 (média ductilidade)

Tipologia	b_w (m)	z (m)	α_{cw}	f_{cd} (MPa)	ν_l	$\cot \theta$	$V_{Rd,max-EC2}$ (kN)
Pilar de Canto	0,45	0,36	1	20	0,528	2,5	590
Pilar Central	0,45	0,36	1	20	0,528	2,5	590
Pilar Lateral	0,3	0,56	1	20	0,528	2,5	612
Viga Lateral	0,2	0,36	1	20	0,528	2,5	262
Viga Central	0,2	0,28	1	20	0,528	2,5	204

Existe ainda uma outra limitação relativa à análise dos pilares associada ao máximo esforço de corte. Esta condição é apresentada na equação (44) anteriormente mencionada e apenas se aplica quando $\frac{L_v}{h}$ é menor ou igual a 2, sendo apenas aplicável aos pilares laterais de baixa ductilidade. Na tabela 107 apresenta-se um pilar aleatório de uma combinação aleatória representativa desta tipologia de pilares, uma vez que $V_{Rd,max-EC8-3}$ varia consoante o esforço axial.

Tabela 107 – Esforço transverso máximo pelo EC8-3

Tipologia	θ_{um}	N (kN)	b (m)	h (m)	ρ_{tot}	θ_y	b_w (m)	z (m)	$V_{Rd,max-EC8-3}$ (kN)
Pilar Lateral	0,032441	680	0,4	0,9	1,57 %	0,006967	0,4	0,72	2391

5.6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA O ESTADO LIMITE DE COLAPSO IMINENTE

Apresentam-se nas figuras 49 e 50 os rácios entre a solicitação e a resistência em termos de esforço transversal para o piso mais condicionante e para todos os elementos resistentes. Foram selecionados os maiores valores de rácio entre as 8 combinações da ação sísmica. Os resultados são apresentados para dois tipos de rigidez consideradas, em concordância com a restante análise.

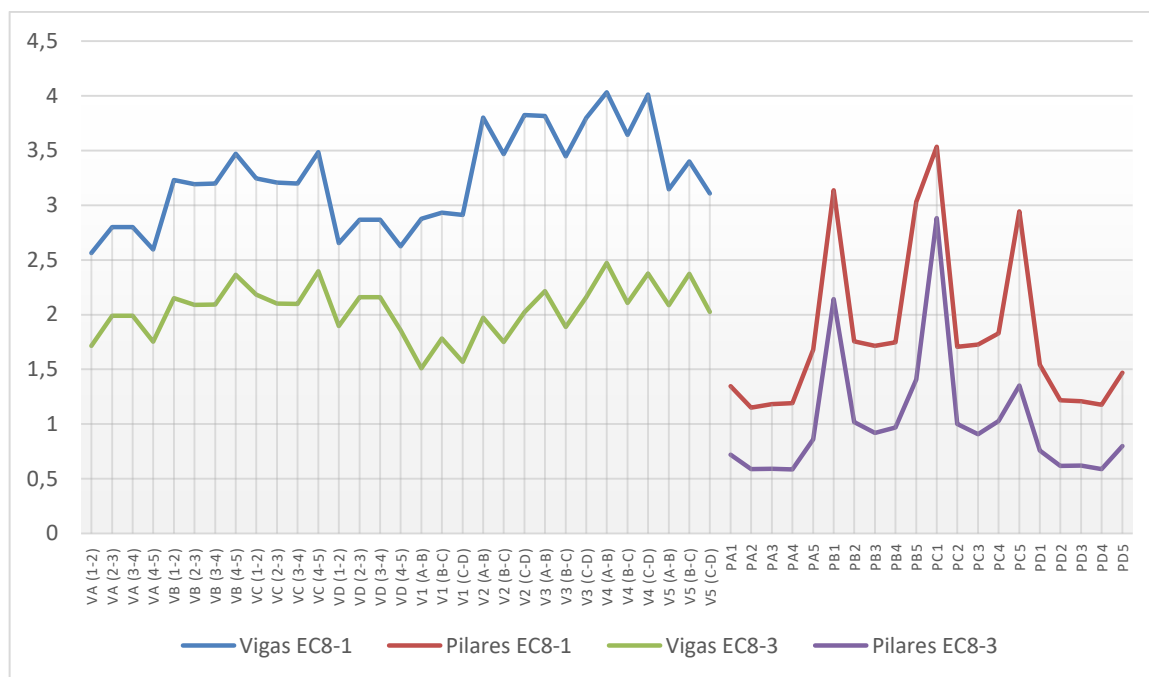


Fig.49 – Verificação da segurança ao corte (baixa ductilidade)

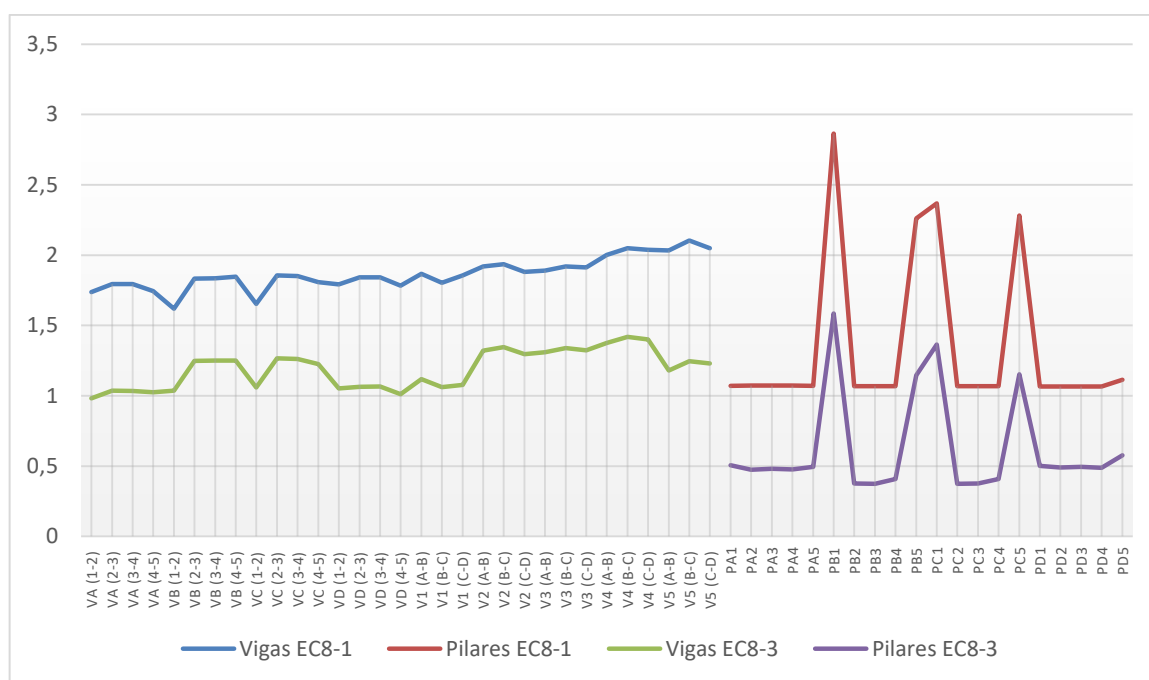


Fig.50 – Verificação da segurança ao corte (média ductilidade)

Da análise destes resultados, conclui-se que a segurança ao esforço transversal não é verificada em nenhuma das estruturas, contudo o rácio entre esforço transversal atuante e o esforço transversal resistente é menor no caso da estrutura de média ductilidade, o que era esperado, uma vez que o EC8-1 tem muitas prescrições adicionais para a ductilidade média, no que diz respeito ao dimensionamento das armaduras transversais. É de notar ainda que a rigidez que apresenta maiores valores de rácio é a imposta pelo EC8-

1, o que vem de encontro com as restantes conclusões presentes neste capítulo. Assim observa-se que, quando a verificação é realizada em termos de deformações, a rigidez condicionante é a imposta pelo EC8-3. Em contra partida quando a verificação é realizada em termos de esforços, a rigidez condicionante é a imposta pelo EC8-1.

6

CONCLUSÃO

A presente dissertação, como referido no capítulo de introdução, teve como objetivo de estudo a comparação entre duas partes do EC8, sendo elas o EC8-1 e o EC8-3. Esta comparação incidiu sobretudo em 3 aspetos inerentes à análise e dimensionamento sísmico, sendo elas:

- Aplicabilidade do método de análise linear:

No capítulo 4 estudou-se a aplicabilidade do método de análise por forças laterais, sendo que se cumpriram todos os requisitos prescritos no EC8-1, nomeadamente a regularidade estrutural em planta e altura, assim como a resposta ao efeitos sísmicos não ser afetada significativamente pela contribuição dos modos de vibração mais elevados, tanto para a estrutura de baixa ductilidade como para a estrutura de média ductilidade.

Contudo, ao estudar a admissibilidade do método para análise de segurança pelo EC8-3, observam-se situações diferentes consoante a ductilidade da estrutura em análise. Para a estrutura de baixa ductilidade, o método de análise linear apenas não pode ser aplicado no estado limite de colapso iminente (NC), quando a admissibilidade da análise é realizada em termos de momentos para a rigidez definida pelo EC8-1. No que concerne à estrutura de média ductilidade, a análise elástica linear só é admissível para o estado limite de limitação de danos (DL), sendo que para o estado limite de danos severos a análise não é admissível, se for realizada em termos de momentos para a rigidez imposta pelo EC8-1, enquanto que no estado limite de colapso iminente esta conclusão é condicionada quer pela análise em momentos com a rigidez pelo EC8-1, quer pela análise em rotações com a estrutura de rigidez imposta pelo EC8-3 (tabelas 95 e 96). Realça-se que no estudo da admissibilidade da análise a rigidez que apresenta maiores rácios entre a solicitação e a exigência, é a rigidez imposta pelo EC8-1 avaliada em termos de momentos.

Apesar do método das forças laterais não poder ser aplicado em alguns estados limite, ele foi no entanto considerado para a análise da segurança sísmica de todos os estados limite de modo a analisar o tipo de resultados obtidos.

- Análise da segurança sísmica dos mecanismos dúcteis:

No dimensionamento foram cumpridas todas as cláusulas do EC8-1 subjacentes à conceção estrutural, assim como às regras específicas para edifícios de betão armado, nomeadamente as condições de resistência em estado limite último, a consideração ou não dos efeitos de 2º ordem, as condições de ductilidade global e local, a resistência dos diafragmas e o dimensionamento por capacidade real para a estrutura de média ductilidade. As condições em estado de serviço e todas as verificações subjacentes a cada estado e para cada ductilidade também foram cumpridas. Em seguida, verificou-se pelo EC8-3, para cada estado limite imposto, o cumprimento ou não da segurança avaliada em termos de deformações. As conclusões são analisadas para a rigidez condicionante, sendo esta a imposta pelo EC8-3.

Para o estado limite de limitação de danos (DL), tanto para a estrutura de baixa ductilidade como para a estrutura de média ductilidade, a segurança é verificada em todos os pisos para todos os elementos resistentes primários (figura 43 e 44).

Quanto ao estado limite de danos severos (SD) a segurança é cumprida para todos os elementos resistentes constituintes da estrutura de baixa ductilidade assim como para todos os da estrutura de média ductilidade, uma vez que a capacidade é sempre superior à solicitação (Fig. 45 e 46).

Para o estado limite de colapso iminente (NC), na estrutura de baixa ductilidade, a segurança é verificada, sendo que o piso que apresenta maiores rácios entre a exigência e a capacidade é o 1º Piso, os rácios mais elevados ocorrem como já referido na estrutura de rigidez imposta pelo EC8-3, condição que se verifica em todos os elementos resistentes. Para a estrutura de média ductilidade, os maiores valores da razão $\frac{D}{C}$ voltam a ocorrer no 1º Piso, contudo ao contrário do verificado para a outra ductilidade, estes rácios são elevados, sendo que existe mesmo um elemento resistente, V1(B-C), que não verifica a segurança (Fig. 47 e 48). Assim, a segurança é verificada para a estrutura de baixa ductilidade, enquanto que na estrutura de média ductilidade a segurança não é cumprida.

Conclui-se portanto que em todos os estados limites na verificação de segurança de elementos de betão armado sujeitos à flexão, a estrutura de média ductilidade apresenta sempre rácios mais elevados que a estrutura de baixa ductilidade. Conclui-se ainda que a rigidez condicionante é sempre a imposta pelo EC8-3, e que, o único estado limite que não verifica segurança, é o estado limite de colapso iminente, para a estrutura de média ductilidade mas apenas num elemento.

- **Análise da segurança sísmica de mecanismos frágeis:**

Como referido anteriormente, todas as verificações e disposições construtivas presentes no EC8-1 referentes ao esforço transversal foram cumpridas. Sendo assim procedeu-se à sua verificação de segurança em termos de resistência para o estado limite de colapso iminente (NC) como imposto no EC8-3.

Conclui-se que tanto a estrutura de baixa ductilidade como a estrutura de média ductilidade não verificam a segurança, uma vez que o esforço transversal atuante é superior ao esforço transversal resistente. A rigidez que apresenta maiores valores de rácio é a imposta pelo EC8-1, sendo que para esta, tanto na estrutura de baixa ductilidade como na estrutura de média ductilidade todos os elementos resistentes apresentam valores superiores a 1. Contudo para a rigidez determinada pelo EC8-3, nas duas estruturas de ductilidade distintas existem alguns elementos resistentes que verificam a segurança (Fig. 49 e 50). Assim, verifica-se que a rigidez determinada pelo EC8-3 é mais realista que a imposta pelo EC8-1.

Ao efetuar-se uma verificação ao corte para o estado limite de danos severos (SD), tendo em conta os valores obtidos para o estado limite de colapso iminente (NC), a segurança seria verificada para a estrutura de média ductilidade com a rigidez calculada pelo EC8-3. Contudo, para a estrutura de baixa

ductilidade com a rigidez determinada pelo EC8-3 seria necessário realizar um estudo mais aprofundado antes de se apresentarem conclusões.

O facto da estrutura de baixa ductilidade não verificar com valores superiores ao da média, era esperado, uma vez que o EC8-1 impõe muitas condições adicionais para o dimensionamento das armaduras transversais de estruturas de média ductilidade.

Analisando agora as conclusões subjacentes a cada um dos 3 aspetos mencionados, constata-se que a estrutura de média ductilidade apresenta rácios mais elevados quando estudamos a admissibilidade e a verificação de segurança dos mecanismos dúcteis. Contudo, quando analisamos a segurança ao esforço transversal é a estrutura de baixa ductilidade que apresenta valores mais elevados. A rigidez imposta pelo EC8-3 é a condicionante quando a análise é realizada em termos de deformações, enquanto que a rigidez imposta pelo EC8-1 é a condicionante quando esta é realizada em termos de esforços.

A concordância entre as duas partes do EC8 deve ser objeto de mais estudos. Uma vez que as estruturas foram dimensionadas e verificadas pelo EC8-1 mas, ao proceder-se à sua verificação, como estruturas existentes, várias cláusulas do EC8-3, anteriormente mencionadas, não foram cumpridas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, C. (2012). *Análise da influência das zonas sísmicas e classes de ductilidade no projecto de estruturas de edifícios*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico
- Amaro, Nuno (2014). *Dimensionamento sísmico de um edifício de betão armado segundo os Eurocódigos. Verificação segundo o Eurocódigo 8 Parte 3*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Avramidis, I., Athanatopoulou, A., Morfidis, K., Sextos, A., Giaralis, A. (2011). *Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings*. Atilla Ansal, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Bogazic University, Istanbul.
- Barros, H., Figueiras, J. (2010). *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento à Flexão e a Esforços Axiais segundo o Eurocódigo 2*. FEUP edições, Porto.
- Brum, M. (2014). *Verificação da segurança à ação sísmica da estrutura de um colégio em Ponta Delgada utilizando o Eurocódigo 8 – Parte 3*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
- Caraslindas, F. (2010). *Verificação da segurança sísmica em edifícios existentes de betão armado de acordo com o Eurocódigo 8 Parte 3*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cachim, P., Monteiro, A., Morais, M. *xD-CoSec - Xpress Design of Concrete Sections*. Universidade de Aveiro.
- Carvalho, P. (2014). *Projeto de um Edifício de habitação em zona sísmica*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- CEN (European Committee for Standardization) (2001). *European Prestandard EN1990: Eurocode 0 – Basis of structural design*. European Committee for standardization, Brussels.
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2009). *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. CEN, Bruxelas.
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- CEN (Comité Européen de Normalização) (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas.
- CEN (European Committee for Standardization) (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. CEN, Brussels.
- LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) (2013). *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios – Anexo Nacional provisório*. LNEC, Lisboa.
- Costa, A. (2011). *Projecto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1*. Ordem dos Engenheiros - Seminário - Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projecto de Edifícios, 11 de Novembro de 2011, Lisboa 18 de Novembro de 2011.
- Elghazouli, A. (2009). *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. Spon Press, Abingdon.

- Fardis, M., Carvalho, E., Fajfar, P., Pecker, A., (2015). *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. CRC PRESS, Boca Raton.
- Fardis, M. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*. Atilla Ansal, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Bogazic University, Istanbul.
- Fernandes, A. (2008). *Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes no Contexto do Eurocódigo 8*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Mergos, P. (2016). *Optimum seismic design of reinforced concrete frames according to Eurocode 8 and fib Model Code 2010*. www.interscience.wiley.com. 20/04/2017.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press.
- Romão, X., Delgado, R., Costa, A. (2010). *Practical aspects of demand and capacity evaluation of RC members in the context of EC8-3*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Wiley InterScience.
- Ruivo, L. (2010). *Análise da eficiência sísmica de estruturas de edifícios*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.

ANEXO A

Anexo A - Esforços para dimensionamento da estrutura de baixa ductilidade

Identificação	$M_{m\acute{a}x}^+$ (kN.m)	$M_{m\acute{a}x}^-$ (kN.m)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)
VA (1-2) -1	213,04	285,2	157,42
VA (2-3) -1	233,88	301,7	167,46
VA (3-4) -1	234,05	301,5	167,42
VA (4-5) -1	213,66	286,2	157,85
VB (1-2) -1	174,56	217,3	116,04
VB (2-3) -1	132,08	207,5	123,69
VB (3-4) -1	131,21	207,2	123,69
VB (4-5) -1	162,76	230,9	132,96
VC (1-2) -1	174,56	217,3	116,04
VC (2-3) -1	132,08	207,5	123,70
VC (3-4) -1	131,21	207,2	123,96
VC (4-5) -1	162,76	230,9	132,96
VD (1-2) -1	213,04	285,2	157,42
VD (2-3) -1	233,88	301,7	167,46
VD (3-4) -1	234,05	301,5	167,42
VD (4-5) -1	213,66	286,2	157,85
V1 (A-B) -1	220,16	291,3	159,58
V1 (B-C) -1	248,32	287,5	151,21
V1 (C-D) -1	220,16	291,3	159,58
V2 (A-B) -1	177,54	244,9	139,50
V2 (B-C) -1	143,29	215	128,86
V2 (C-D) -1	177,54	244,9	139,50
V3 (A-B) -1	155,12	223,6	129,46
V3 (B-C) -1	122,34	198,1	119,23
V3 (C-D) -1	155,12	223,6	129,46
V4 (A-B) -1	189,68	257,9	144,95
V4 (B-C) -1	152,16	227,9	133,10
V4 (C-D) -1	189,08	257,9	144,95
V5 (A-B) -1	242,11	314,5	170,61
V5 (B-C) -1	264,39	332	181,64
V5 (C-D) -1	242,11	314,5	170,61
V1 (B-C) -0/1	198,4	236,5	128,28

Tabela 1 - Esforços dimensionamento Vigas

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	132,53	-74,16	-209,28	93,39	-38,10
	Topo	114,13	40,15	70,89	93,39	-38,10
PA2_0-1	Base	619,74	-64,65	-888,80	347,32	-34,35
	Topo	593,25	38,41	153,17	347,32	-34,35
PA3_0-1	Base	644,33	-58,57	-892,82	350,54	-31,41
	Topo	617,84	35,66	158,82	350,54	-31,41
PA4_0-1	Base	701,80	-67,38	-887,58	346,10	-35,45
	Topo	675,31	38,97	150,72	346,10	-35,45
PA5_0-1	Base	793,34	-80,40	-220,76	104,87	-40,35
	Topo	774,94	40,65	93,86	104,87	-40,35
PB1_0-1	Base	397,33	-292,25	-167,99	76,57	-145,83
	Topo	313,35	51,994	61,71	76,57	-139,84
PB2_0-1	Base	685,60	-70,75	-210,81	111,52	-37,87
	Topo	667,20	42,87	123,76	111,52	-37,87
PB3_0-1	Base	716,76	-63,86	-211,32	111,97	-34,39
	Topo	698,37	39,31	124,61	111,97	-34,39
PB4_0-1	Base	690,14	-74,68	-213,05	113,77	-40,03
	Topo	671,74	45,41	128,25	113,77	-40,03
PB5_0-1	Base	853,24	-308,23	-179,01	87,55	-121,36
	Topo	826,75	55,86	83,65	87,55	-121,36
PC1_0-1	Base	178,99	-287,12	-169,37	77,02	-129,68
	Topo	155,69	64,72	61,55	76,97	-135,67
PC2_0-1	Base	694,89	-71,36	-212,36	112,19	-38,48
	Topo	676,49	44,09	124,21	112,19	-38,48
PC3_0-1	Base	729,72	-63,73	-212,9	112,78	-34,25
	Topo	711,32	39,04	125,45	112,78	-34,25
PC4_0-1	Base	703,19	-74,76	-214,93	114,76	-40,11
	Topo	684,79	45,58	129,35	114,76	-40,11
PC5_0-1	Base	830,89	-309,81	-180,72	88,35	-122,95
	Topo	804,40	59,04	84,34	88,35	-122,95
PD1_0-1	Base	-77,90	-61,88	-214,40	95,52	-25,82
	Topo	-96,30	15,59	72,15	95,52	-25,82
PD2_0-1	Base	447,87	-50,70	-907,64	353,76	-20,40
	Topo	421,38	10,50	153,66	353,76	-20,40
PD3_0-1	Base	493,59	-44,64	-909,47	356,38	-17,48
	Topo	467,09	7,79	159,67	356,38	-17,48
PD4_0-1	Base	521,94	-53,78	-906,74	352,86	-21,85
	Topo	495,4525	11,77	151,85	352,86	-21,85
PD5_0-1	Base	583,2529	-69,21	-226,22	107,34	-29,16
	Topo	564,8554	18,27	95,804	107,34	-29,16

Tabela 2 – Esforços Pilares devidos à combinação +/- (1x+0,3y)

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	-77,90	61,88	-214,40	95,52	25,82
	Topo	-96,30	-15,59	72,15	95,52	25,82
PA2_0-1	Base	447,87	50,70	-907,64	353,76	20,40
	Topo	421,38	-10,50	153,66	353,76	20,40
PA3_0-1	Base	493,59	44,64	-909,47	356,38	17,48
	Topo	467,09	-7,79	159,67	356,38	17,48
PA4_0-1	Base	521,94	53,78	-906,74	352,86	21,85
	Topo	495,45	-11,77	151,85	352,86	21,85
PA5_0-1	Base	583,25	69,21	-226,22	107,34	29,16
	Topo	564,85	-18,27	95,80	107,34	29,16
PB1_0-1	Base	178,99	287,12	-169,37	77,02	129,68
	Topo	155,69	-64,73	61,55	76,97	135,67
PB2_0-1	Base	694,89	71,36	-212,36	112,19	38,48
	Topo	676,49	-44,09	124,21	112,19	38,48
PB3_0-1	Base	729,72	63,73	-212,90	112,78	34,25
	Topo	711,32	-39,04	125,45	112,78	34,25
PB4_0-1	Base	703,19	74,76	-214,93	114,76	40,11
	Topo	684,79	-45,58	129,35	114,76	40,11
PB5_0-1	Base	830,89	309,81	-180,72	88,35	122,95
	Topo	804,40	-59,04	84,34	88,35	122,95
PC1_0-1	Base	397,33	292,24	-167,99	76,51	145,83
	Topo	313,35	-51,99	61,71	76,56	139,84
PC2_0-1	Base	685,60	70,75	-210,81	111,52	37,87
	Topo	667,20	-42,87	123,76	111,52	37,87
PC3_0-1	Base	716,76	63,86	-211,32	111,97	34,39
	Topo	698,37	-39,31	124,61	111,97	34,39
PC4_0-1	Base	690,14	74,68	-213,05	113,77	40,03
	Topo	671,74	-45,41	128,25	113,77	40,03
PC5_0-1	Base	853,24	308,23	-179,01	87,55	121,36
	Topo	826,75	-55,86	83,65	87,55	121,36
PD1_0-1	Base	132,53	74,16	-209,28	93,39	38,10
	Topo	114,13	-40,15	70,89	93,39	38,10
PD2_0-1	Base	619,74	64,65	-888,80	347,32	34,35
	Topo	593,25	-38,41	153,17	347,32	34,35
PD3_0-1	Base	644,33	58,57	-892,82	350,54	31,41
	Topo	617,84	-35,66	158,82	350,54	31,41
PD4_0-1	Base	701,80	67,38	-887,58	346,10	35,45
	Topo	675,31	-38,97	150,72	346,10	35,45
PD5_0-1	Base	793,34	80,40	-220,76	104,87	40,35
	Topo	774,94	-40,65	93,86	104,87	40,35

Tabela 3 – Esforços Pilares devidos à combinação +/- (1x+0,3y)

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	583,05	62,39	221,01	-105,05	26,33
	Topo	564,65	-16,61	-94,14	-105,05	26,33
PA2_0-1	Base	524,59	50,94	888,29	-346,48	20,64
	Topo	498,10	-10,99	-151,15	-346,48	20,64
PA3_0-1	Base	493,59	44,64	893,31	-350,71	17,48
	Topo	467,09	-7,79	-158,84	-350,71	17,48
PA4_0-1	Base	445,22	53,54	889,19	-347,38	21,61
	Topo	418,72	-11,29	-152,96	-347,38	21,61
PA5_0-1	Base	-77,71	68,70	209,19	-93,23	28,65
	Topo	-96,11	-17,25	-70,49	-93,23	28,65
PB1_0-1	Base	716,03	287,34	176,63	-85,09	129,84
	Topo	692,73	-65,86	-78,80	-85,14	136,43
PB2_0-1	Base	656,23	71,55	215,65	-116,29	38,67
	Topo	637,83	-44,47	-133,22	-116,29	38,67
PB3_0-1	Base	729,72	63,73	211,25	-111,84	34,25
	Topo	711,32	-39,04	-124,27	-111,84	34,25
PB4_0-1	Base	741,85	74,58	213,08	-113,72	39,93
	Topo	723,45	-45,21	-128,09	-113,72	39,93
PB5_0-1	Base	293,85	309,35	165,28	-73,76	122,49
	Topo	267,36	-58,12	-56,01	-73,76	122,49
PC1_0-1	Base	934,37	292,02	178,01	-85,60	145,67
	Topo	850,39	-50,85	-78,64	-85,55	139,08
PC2_0-1	Base	646,94	70,56	217,20	-116,96	37,68
	Topo	628,54	-42,50	-133,68	-116,96	37,68
PC3_0-1	Base	716,76	63,86	212,83	-112,64	34,39
	Topo	698,37	-39,31	-125,11	-112,64	34,39
PC4_0-1	Base	728,80	74,86	214,96	-114,71	40,21
	Topo	710,40	-45,79	-129,19	-114,71	40,21
PC5_0-1	Base	316,20	308,69	167,00	-74,56	121,82
	Topo	289,71	-56,78	-56,70	-74,56	121,82
PD1_0-1	Base	793,50	73,65	226,13	-107,18	37,59
	Topo	775,10	-39,13	-95,40	-107,18	37,59
PD2_0-1	Base	696,46	64,41	907,13	-352,92	34,11
	Topo	669,97	-37,92	-151,64	-352,92	34,11
PD3_0-1	Base	644,33	58,57	909,97	-356,55	31,41
	Topo	617,84	-35,66	-159,68	-356,55	31,41
PD4_0-1	Base	625,08	67,63	908,35	-354,15	35,69
	Topo	598,59	-39,46	-154,09	-354,15	35,69
PD5_0-1	Base	132,37	80,91	214,65	-95,69	40,86
	Topo	113,97	-41,67	-72,44	-95,69	40,86

Tabela 4 - Esforços Pilares devidos à combinação -/+ (1x+0,3y)

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	793,50	-73,65	226,13	-107,18	-37,59
	Topo	775,10	39,13	-95,40	-107,18	-37,59
PA2_0-1	Base	696,46	-64,41	907,13	-352,92	-34,11
	Topo	669,97	37,92	-151,64	-352,92	-34,11
PA3_0-1	Base	644,33	-58,57	909,97	-356,55	-31,41
	Topo	617,84	35,66	-159,68	-356,55	-31,41
PA4_0-1	Base	625,08	-67,63	908,35	-354,15	-35,69
	Topo	598,59	39,46	-154,09	-354,15	-35,69
PA5_0-1	Base	132,37	-80,91	214,65	-95,69	-40,86
	Topo	113,97	41,67	-72,44	-95,69	-40,86
PB1_0-1	Base	934,37	-292,02	178,01	-85,60	-145,67
	Topo	850,39	50,85	-78,64	-85,55	-139,08
PB2_0-1	Base	646,94	-70,56	217,20	-116,96	-37,68
	Topo	628,54	42,50	-133,68	-116,96	-37,68
PB3_0-1	Base	716,76	-63,86	212,83	-112,64	-34,39
	Topo	698,37	39,31	-125,11	-112,64	-34,39
PB4_0-1	Base	728,80	-74,86	214,96	-114,71	-40,22
	Topo	710,40	45,79	-129,19	-114,71	-40,22
PB5_0-1	Base	316,20	-308,69	167,00	-74,56	-121,82
	Topo	289,71	56,78	-56,70	-74,56	-121,82
PC1_0-1	Base	716,03	-287,35	176,63	-85,09	-129,84
	Topo	692,73	65,86	-78,80	-85,14	-136,43
PC2_0-1	Base	656,23	-71,55	215,65	-116,29	-38,67
	Topo	637,83	44,47	-133,22	-116,29	-38,67
PC3_0-1	Base	729,72	-63,73	211,25	-111,84	-34,25
	Topo	711,32	39,04	-124,27	-111,84	-34,25
PC4_0-1	Base	741,85	-74,58	213,08	-113,72	-39,93
	Topo	723,45	45,21	-128,09	-113,72	-39,93
PC5_0-1	Base	293,85	-309,35	165,28	-73,76	-122,49
	Topo	267,36	58,12	-56,01	-73,76	-122,49
PD1_0-1	Base	583,05	-62,39	221,01	-105,05	-26,33
	Topo	564,65	16,61	-94,14	-105,05	-26,33
PD2_0-1	Base	524,59	-50,94	888,29	-346,48	-20,64
	Topo	498,10	10,99	-151,15	-346,48	-20,64
PD3_0-1	Base	493,59	-44,64	893,31	-350,71	-17,48
	Topo	467,09	7,79	-158,84	-350,71	-17,48
PD4_0-1	Base	445,22	-53,54	889,19	-347,38	-21,61
	Topo	418,72	11,29	-152,96	-347,38	-21,61
PD5_0-1	Base	-77,71	-68,70	209,19	-93,23	-28,65
	Topo	-96,11	17,25	-70,49	-93,23	-28,65

Tabela 5 - Esforços Pilares devidos à combinação –/– (1x+0,3y)

Identificação		N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	V _x (kN)	V _y (kN)
PA1_0-1	Base	609,39	-232,71	-50,90	20,70	-112,51
	Topo	590,99	104,83	11,21	20,70	-112,51
PA2_0-1	Base	847,11	-199,15	-238,25	94,72	-98,15
	Topo	820,61	95,30	45,91	94,72	-98,15
PA3_0-1	Base	820,20	-178,98	-242,41	96,25	-88,44
	Topo	793,71	86,36	46,35	96,25	-88,44
PA4_0-1	Base	884,79	-208,84	-236,64	93,12	-102,40
	Topo	858,30	98,36	42,71	93,12	-102,40
PA5_0-1	Base	807,10	-255,13	-61,99	31,79	-121,63
	Topo	788,71	109,76	33,39	31,79	-121,63
PB1_0-1	Base	840,03	-968,10	-45,28	19,17	-467,21
	Topo	685,25	187,77	12,78	19,34	-461,01
PB2_0-1	Base	661,23	-236,49	-59,19	30,77	-126,90
	Topo	642,83	144,21	33,126	30,77	-126,90
PB3_0-1	Base	701,64	-212,72	-61,02	32,41	-114,48
	Topo	683,25	130,73	36,22	32,41	-114,48
PB4_0-1	Base	688,44	-249,10	-61,05	32,63	-133,60
	Topo	670,05	151,72	36,85	32,63	-133,60
PB5_0-1	Base	691,35	-1029,45	-55,89	29,87	-406,56
	Topo	664,86	190,25	33,73	29,87	-406,56
PC1_0-1	Base	112,23	-963,13	-49,87	20,88	-451,17
	Topo	159,71	201,30	12,23	20,71	-457,37
PC2_0-1	Base	692,20	-237,23	-64,37	33,00	-127,64
	Topo	673,80	145,69	34,64	33,00	-127,64
PC3_0-1	Base	744,84	-212,58	-66,28	35,10	-114,35
	Topo	726,44	130,46	39,02	35,10	-114,35
PC4_0-1	Base	731,94	-249,06	-67,32	35,95	-133,56
	Topo	713,54	151,63	40,53	35,95	-133,56
PC5_0-1	Base	616,85	-1030,71	-61,63	32,55	-407,83
	Topo	590,36	192,78	36,01	32,55	-407,83
PD1_0-1	Base	-92,09	-220,78	-67,98	27,80	-100,59
	Topo	-110,48	80,99	15,42	27,80	-100,59
PD2_0-1	Base	274,21	-185,37	-301,04	116,19	-84,37
	Topo	247,71	67,74	47,54	116,19	-84,37
PD3_0-1	Base	317,71	-165,05	-297,92	115,70	-74,51
	Topo	291,22	58,50	49,18	115,70	-74,51
PD4_0-1	Base	285,25	-195,07	-300,52	115,67	-88,63
	Topo	258,76	70,82	46,49	115,67	-88,63
PD5_0-1	Base	106,80	-243,59	-80,20	40,02	-110,08
	Topo	88,41	86,66	39,86	40,02	-110,08

Tabela 6 - Esforços Pilares devidos à combinação +/- (0,3x+1y)

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	-92,09	220,78	-67,98	27,80	100,59
	Topo	-110,48	-80,99	15,42	27,80	100,59
PA2_0-1	Base	274,21	185,37	-301,04	116,19	84,37
	Topo	247,71	-67,74	47,54	116,19	84,37
PA3_0-1	Base	317,71	165,05	-297,92	115,70	74,51
	Topo	291,22	-58,50	49,18	115,70	74,51
PA4_0-1	Base	285,25	195,07	-300,52	115,67	88,63
	Topo	258,76	-70,82	46,49	115,67	88,63
PA5_0-1	Base	106,80	243,59	-80,20	40,02	110,08
	Topo	88,41	-86,66	39,86	40,02	110,08
PB1_0-1	Base	112,23	963,13	-49,87	20,88	451,17
	Topo	159,71	-201,30	12,23	20,71	457,37
PB2_0-1	Base	692,20	237,23	-64,37	33,00	127,64
	Topo	673,80	-145,69	34,64	33,00	127,64
PB3_0-1	Base	744,84	212,58	-66,28	35,10	114,35
	Topo	726,44	-130,46	39,02	35,10	114,35
PB4_0-1	Base	731,94	249,05	-67,32	35,95	133,56
	Topo	713,54	-151,63	40,53	35,95	133,56
PB5_0-1	Base	616,85	1030,71	-61,63	32,55	407,83
	Topo	590,36	-192,78	36,01	32,55	407,83
PC1_0-1	Base	840,03	968,10	-45,28	19,17	467,21
	Topo	685,25	-187,77	12,78	19,34	461,01
PC2_0-1	Base	661,23	236,49	-59,19	30,77	126,90
	Topo	642,83	-144,21	33,12	30,77	126,90
PC3_0-1	Base	701,64	212,72	-61,02	32,41	114,48
	Topo	683,25	-130,73	36,22	32,41	114,48
PC4_0-1	Base	688,44	249,10	-61,05	32,63	133,60
	Topo	670,05	-151,72	36,85	32,63	133,60
PC5_0-1	Base	691,35	1029,45	-55,89	29,87	406,56
	Topo	664,86	-190,25	33,73	29,87	406,56
PD1_0-1	Base	609,39	232,71	-50,90	20,70	112,51
	Topo	590,99	-104,83	11,21	20,70	112,51
PD2_0-1	Base	847,11	199,15	-238,25	94,72	98,15
	Topo	820,61	-95,30	45,91	94,72	98,15
PD3_0-1	Base	820,20	178,98	-242,41	96,25	88,44
	Topo	793,71	-86,36	46,35	96,25	88,44
PD4_0-1	Base	884,79	208,84	-236,64	93,12	102,40
	Topo	858,30	-98,36	42,71	93,12	102,40
PD5_0-1	Base	807,10	255,13	-61,99	31,79	121,63
	Topo	788,71	-109,76	33,39	31,79	121,63

Tabela 7 - Esforços Pilares devidos à combinação +/- (0,3x+1y)

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	106,19	220,94	62,63	-32,36	100,74
	Topo	87,80	-81,30	-34,46	-32,36	100,74
PA2_0-1	Base	297,22	185,44	237,73	-93,87	84,44
	Topo	270,73	-67,89	-43,89	-93,87	84,44
PA3_0-1	Base	317,71	165,05	242,90	-96,42	74,51
	Topo	291,22	-58,50	-46,36	-96,42	74,51
PA4_0-1	Base	262,23	194,99	238,26	-94,40	88,55
	Topo	235,74	-70,67	-44,95	-94,40	88,55
PA5_0-1	Base	-91,48	243,43	50,41	-20,14	109,93
	Topo	-109,88	-86,36	-10,02	-20,14	109,93
PB1_0-1	Base	273,34	963,20	53,93	-27,75	451,22
	Topo	320,82	-201,64	-29,87	-27,91	457,60
PB2_0-1	Base	680,60	237,29	64,02	-35,54	127,70
	Topo	662,20	-145,81	-42,59	-35,54	127,70
PB3_0-1	Base	744,84	212,58	60,95	-32,28	114,35
	Topo	726,44	-130,46	-35,88	-32,28	114,35
PB4_0-1	Base	743,54	249,00	61,08	-32,59	133,50
	Topo	725,14	-151,51	-36,69	-32,59	133,50
PB5_0-1	Base	455,74	1030,57	42,16	-16,08	407,69
	Topo	429,25	-192,51	-6,09	-16,08	407,69
PC1_0-1	Base	1001,14	968,03	58,51	-29,45	467,16
	Topo	846,37	-187,43	-29,32	-29,29	460,78
PC2_0-1	Base	649,63	236,43	69,21	-37,77	126,84
	Topo	631,23	-144,10	-44,10	-37,77	126,84
PC3_0-1	Base	701,64	212,72	66,22	-34,97	114,48
	Topo	683,25	-130,73	-38,68	-34,97	114,48
PC4_0-1	Base	700,04	249,16	67,34	-35,90	133,66
	Topo	681,64	-151,83	-40,37	-35,90	133,66
PC5_0-1	Base	530,24	1029,58	47,91	-18,76	406,70
	Topo	503,75	-190,53	-8,37	-18,76	406,70
PD1_0-1	Base	807,68	232,55	79,71	-39,46	112,36
	Topo	789,28	-104,53	-38,67	-39,46	112,36
PD2_0-1	Base	870,12	199,08	300,53	-115,35	98,08
	Topo	843,63	-95,16	-45,52	-115,35	98,081
PD3_0-1	Base	820,20	178,98	298,42	-115,87	88,44
	Topo	793,71	-86,36	-49,19	-115,87	88,44
PD4_0-1	Base	861,77	208,91	302,13	-116,95	102,47
	Topo	835,28	-98,50	-48,73	-116,95	102,47
PD5_0-1	Base	608,81	255,29	68,63	-28,37	121,78
	Topo	590,42	-110,06	-16,50	-28,37	121,78

Tabela 8 - Esforços Pilares devidos à combinação -/+ (0,3x+1y)

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	807,68	-232,55	79,71	-39,46	-112,36
	Topo	789,28	104,53	-38,67	-39,46	-112,36
PA2_0-1	Base	870,12	-199,08	300,53	-115,35	-98,08
	Topo	843,63	95,16	-45,52	-115,35	-98,08
PA3_0-1	Base	820,20	-178,98	298,42	-115,87	-88,44
	Topo	793,71	86,36	-49,19	-115,87	-88,44
PA4_0-1	Base	861,77	-208,91	302,13	-116,95	-102,47
	Topo	835,28	98,50	-48,73	-116,95	-102,47
PA5_0-1	Base	608,81	-255,29	68,63	-28,37	-121,78
	Topo	590,42	110,06	-16,50	-28,37	-121,78
PB1_0-1	Base	1001,14	-968,03	58,51	-29,45	-467,17
	Topo	846,37	187,43	-29,32	-29,29	-460,78
PB2_0-1	Base	649,63	-236,43	69,21	-37,77	-126,84
	Topo	631,23	144,10	-44,10	-37,77	-126,84
PB3_0-1	Base	701,64	-212,72	66,22	-34,97	-114,48
	Topo	683,25	130,73	-38,68	-34,97	-114,48
PB4_0-1	Base	700,04	-249,16	67,34	-35,90	-133,66
	Topo	681,64	151,83	-40,37	-35,90	-133,66
PB5_0-1	Base	530,24	-1029,59	47,91	-18,76	-406,70
	Topo	503,75	190,53	-8,37	-18,76	-406,70
PC1_0-1	Base	273,34	-963,20	53,93	-27,75	-451,22
	Topo	320,82	201,64	-29,87	-27,91	-457,60
PC2_0-1	Base	680,60	-237,29	64,02	-35,54	-127,70
	Topo	662,20	145,81	-42,59	-35,54	-127,70
PC3_0-1	Base	744,84	-212,58	60,95	-32,28	-114,35
	Topo	726,44	130,46	-35,88	-32,28	-114,35
PC4_0-1	Base	743,54	-249,00	61,08	-32,59	-133,50
	Topo	725,14	151,51	-36,69	-32,59	-133,50
PC5_0-1	Base	455,74	-1030,58	42,16	-16,0	-407,69
	Topo	429,25	192,51	-6,09	-16,08	-407,69
PD1_0-1	Base	106,19	-220,94	62,63	-32,36	-100,74
	Topo	87,80	81,30	-34,46	-32,36	-100,74
PD2_0-1	Base	297,22	-185,44	237,73	-93,87	-84,44
	Topo	270,73	67,89	-43,89	-93,87	-84,44
PD3_0-1	Base	317,71	-165,05	242,90	-96,42	-74,51
	Topo	291,22	58,50	-46,36	-96,42	-74,51
PD4_0-1	Base	262,23	-194,99	238,26	-94,40	-88,55
	Topo	235,74	70,67	-44,95	-94,40	-88,58
PD5_0-1	Base	-91,48	-243,43	50,41	-20,14	-109,93
	Topo	-109,88	86,36	-10,02	-20,14	-109,93

Tabela 9 - Esforços Pilares devidos à combinação –/– (0,3x+1y)

Identificação		N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_x (kN)	V_y (kN)
PA1_0-1	Base	526,98	-9,13	9,14	-9,09	-9,13
	Topo	502,15	18,26	-18,13	-9,09	-9,13
PA2_0-1	Base	865,19	-11,75	-0,36	0,61	-11,75
	Topo	829,42	23,50	1,47	0,61	-11,75
PA3_0-1	Base	861,38	-11,92	0,39	-0,14	-11,92
	Topo	825,61	23,84	-0,03	-0,14	-11,92
PA4_0-1	Base	867,71	-11,83	1,23	-0,98	-11,83
	Topo	831,94	23,67	-1,72	-0,98	-11,83
PA5_0-1	Base	528,04	-9,13	-9,03	9,08	-9,13
	Topo	503,20	18,26	18,22	9,08	-9,13
PB1_0-1	Base	799,95	-2,64	7,09	-7,04	-10,34
	Topo	727,53	-12,69	-14,04	-7,04	-0,06
PB2_0-1	Base	1039,85	1,62	4,40	-4,34	1,62
	Topo	1015,02	-3,24	-8,64	-4,34	1,62
PB3_0-1	Base	1156,21	-0,08	-0,02	0,08	-0,08
	Topo	1131,37	0,17	0,21	0,08	-0,08
PB4_0-1	Base	1144,43	-0,07	0,01	0,04	-0,07
	Topo	1119,60	0,15	0,13	0,04	-0,07
PB5_0-1	Base	867,81	0,85	-11,74	11,79	0,85
	Topo	832,05	-1,71	23,63	11,79	0,85
PC1_0-1	Base	799,95	2,64	7,09	-7,04	10,34
	Topo	727,53	12,69	-14,04	-7,04	0,06
PC2_0-1	Base	1039,85	-1,62	4,40	-4,34	-1,62
	Topo	1015,02	3,24	-8,64	-4,34	-1,62
PC3_0-1	Base	1156,21	0,08	-0,02	0,08	0,08
	Topo	1131,37	-0,17	0,21	0,08	0,08
PC4_0-1	Base	1144,43	0,07	0,01	0,04	0,07
	Topo	1119,60	-0,15	0,13	0,04	0,07
PC5_0-1	Base	867,81	-0,85	-11,74	11,79	-0,85
	Topo	832,05	1,71	23,63	11,79	-0,85
PD1_0-1	Base	526,98	9,13	9,14	-9,09	9,13
	Topo	502,15	-18,26	-18,13	-9,09	9,13
PD2_0-1	Base	865,19	11,75	-0,36	0,61	11,75
	Topo	829,42	-23,50	1,47	0,61	11,75
PD3_0-1	Base	861,38	11,92	0,39	-0,14	11,92
	Topo	825,61	-23,84	-0,03	-0,14	11,92
PD4_0-1	Base	867,71	11,83	1,23	-0,98	11,83
	Topo	831,94	-23,67	-1,72	-0,98	11,83
PD5_0-1	Base	528,04	9,13	-9,03	9,08	9,13
	Topo	503,20	-18,26	18,22	9,08	9,13

Tabela 10 - Esforços Pilares devidos à combinação fundamental

Identificação		$V_{m\acute{a}x}$ (kN)
PA1_0-1	Base	112,52
	Topo	112,52
PA2_0-1	Base	353,77
	Topo	353,77
PA3_0-1	Base	356,55
	Topo	356,55
PA4_0-1	Base	354,15
	Topo	354,15
PA5_0-1	Base	121,79
	Topo	121,79
PB1_0-1	Base	467,22
	Topo	461,02
PB2_0-1	Base	127,70
	Topo	127,70
PB3_0-1	Base	114,48
	Topo	114,48
PB4_0-1	Base	133,67
	Topo	133,67
PB5_0-1	Base	407,83
	Topo	407,83
PC1_0-1	Base	467,22
	Topo	461,02
PC2_0-1	Base	127,70
	Topo	127,70
PC3_0-1	Base	114,48
	Topo	114,48
PC4_0-1	Base	133,67
	Topo	133,67
PC5_0-1	Base	407,83
	Topo	407,83
PD1_0-1	Base	112,52
	Topo	112,52
PD2_0-1	Base	353,77
	Topo	353,77
PD3_0-1	Base	356,55
	Topo	356,55
PD4_0-1	Base	354,15
	Topo	354,15
PD5_0-1	Base	121,79
	Topo	121,79

Tabela 11 – Esforços finais de dimensionamento das armaduras transversais Pilares

ANEXO B

Anexo B - Esforços para dimensionamento da estrutura de média ductilidade

Identificação	$M_{m\acute{a}x}^+$ (kN.m)	$M_{m\acute{a}x}^-$ (kN.m)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)
VA (1-2) -1	-135,0	73,0	118,8
VA (2-3) -1	-136,9	73,9	118,8
VA (3-4) -1	-137,0	74,0	118,8
VA (4-5) -1	-135,2	73,3	118,8
VB (1-2) -1	-67,7	28,2	72,5
VB (2-3) -1	-81,4	12,3	88,5
VB (3-4) -1	-81,3	11,4	88,5
VB (4-5) -1	-82,4	15,7	88,5
VC (1-2) -1	-67,7	28,2	72,5
VC (2-3) -1	-81,4	12,3	88,5
VC (3-4) -1	-81,3	11,4	88,5
VC (4-5) -1	-82,4	15,7	88,5
VD (1-2) -1	-135,0	73,0	118,8
VD (2-3) -1	-136,9	73,9	118,8
VD (3-4) -1	-137,0	74,0	118,8
VD (4-5) -1	-135,2	73,3	118,8
V1 (A-B) -1	-137,0	74,0	118,8
V1 (B-C) -1	-124,2	89,2	102,8
V1 (C-D) -1	-137,2	74,1	118,7
V2 (A-B) -1	-85,9	19,3	88,5
V2 (B-C) -1	-82,6	17,0	89,8
V2 (C-D) -1	-85,9	19,3	88,5
V3 (A-B) -1	-81,2	14,5	88,5
V3 (B-C) -1	-80,0	10,0	88,5
V3 (C-D) -1	-81,2	14,5	88,5
V4 (A-B) -1	-89,4	28,3	89,8
V4 (B-C) -1	-88,3	18,3	88,5
V4 (C-D) -1	-89,4	22,6	88,5
V5 (A-B) -1	-148,6	86,5	118,8
V5 (B-C) -1	-150,8	89,3	118,8
V5 (C-D) -1	-148,6	86,5	118,8
V1 (B-C) -0/1	-106,2	72,9	103,4

Tabela 12 – Esforços de dimensionamento das vigas

Identificação	M_{rdsup}	M_{rdinf}	M_{rd}	N_{min}	Identificação	M_{rd}	N_{min}
	Viga	Viga	Pilar			Pilar	
PA1_3-4	183,7	106,7	131,3	60,3	PA1_2-3	76,3	60,3
PA2_3-4	183,7	106,7	207,6	163,2	PA2_2-3	207,6	163,2
PA3_3-4	183,7	106,7	207,6	168,3	PA3_2-3	207,6	168,3
PA4_3-4	183,7	106,7	207,6	162,6	PA4_2-3	207,6	162,6
PA5_3-4	183,7	106,7	131,3	61,4	PA5_2-3	76,3	61,4
PB1_3-4	117,1	82,4	83,7	134,4	PB1_2-3	58,9	134,4
PB2_3-4	117,1	82,4	142,6	262,0	PB2_2-3	142,6	262,0
PB3_3-4	117,1	82,4	142,6	276,9	PB3_2-3	142,6	276,9
PB4_3-4	117,1	82,4	142,6	278,1	PB4_2-3	142,6	278,1
PB5_3-4	117,1	82,4	83,7	166,1	PB5_2-3	58,9	166,1
PC1_3-4	117,1	82,4	83,7	134,4	PC1_2-3	58,9	134,4
PC2_3-4	117,1	82,4	142,6	262,0	PC2_2-3	142,6	262,0
PC3_3-4	117,1	82,4	142,6	276,9	PC3_2-3	142,6	276,9
PC4_3-4	117,1	82,4	142,6	278,1	PC4_2-3	142,6	278,1
PC5_3-4	117,1	82,4	83,7	166,1	PC5_2-3	58,9	166,1
PD1_3-4	183,7	106,7	131,3	60,3	PD1_2-3	76,3	60,3
PD2_3-4	183,7	106,7	207,6	163,2	PD2_2-3	207,6	163,2
PD3_3-4	183,7	106,7	207,6	168,3	PD3_2-3	207,6	168,3
PD4_3-4	183,7	106,7	207,6	162,6	PD4_2-3	207,6	162,6
PD5_3-4	183,7	106,7	131,3	61,4	PD5_2-3	76,3	61,4

Tabela 13 – Esforços para dimensionamento das armaduras longitudinais na direção x nos pilares pela capacidade real

Identificação	M_{rdsup}	M_{rdinf}	M_{rd}	N_{min}	Identificação	M_{rd}	N_{min}
	Viga	Viga	Pilar			Pilar	
PA1_3-4	183,7	106,7	131,3	60,3	PA1_2-3	76,3	60,3
PB1_3-4	183,7	106,7	207,6	134,4	PB1_2-3	207,6	134,4
PC1_3-4	183,7	106,7	207,6	134,4	PC1_2-3	207,6	134,4
PD1_3-4	183,7	106,7	131,3	60,3	PD1_2-3	76,3	60,3
PA2_3-4	117,1	82,4	83,7	163,2	PA2_2-3	58,9	163,2
PB2_3-4	117,1	82,4	142,6	262,0	PB2_2-3	142,6	262,0
PC2_3-4	117,1	82,4	142,6	262,0	PC2_2-3	142,6	262,0
PD2_3-4	117,1	82,4	83,7	163,2	PD2_2-3	58,9	163,2
PA3_3-4	117,1	82,4	83,7	168,3	PA3_2-3	58,9	168,3
PB3_3-4	117,1	82,4	142,6	276,9	PB3_2-3	142,6	276,9
PC3_3-4	117,1	82,4	142,6	276,9	PC3_2-3	142,6	276,9
PD3_3-4	117,1	82,4	83,7	168,3	PD3_2-3	58,9	168,3
PA4_3-4	117,1	82,4	83,7	162,6	PA4_2-3	58,9	162,6
PB4_3-4	117,1	82,4	142,6	278,1	PB4_2-3	142,6	278,1
PC4_3-4	117,1	82,4	142,6	278,1	PC4_2-3	142,6	278,1
PD4_3-4	117,1	82,4	83,7	162,6	PD4_2-3	58,9	162,6
PA5_3-4	183,7	106,7	131,3	61,4	PA5_2-3	76,3	61,4
PB5_3-4	183,7	106,7	207,6	166,1	PB5_2-3	207,6	166,1
PC5_3-4	183,7	106,7	207,6	166,1	PC5_2-3	207,6	166,1
PD5_3-4	183,7	106,7	131,3	61,4	PD5_2-3	76,3	61,4

Tabela 14 – Esforços para dimensionamento das armaduras longitudinais na direção y nos pilares pela capacidade real

ANEXO C

Anexo C – Verificação Biaxial

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	a	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^a \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	-39,4	-101,1	173,1	173,1	1,0	0,8	OK
	Topo	23,4	22,8	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PA2_0-1	Base	-20,5	-259,7	136,1	317,5	1,0	1,0	OK
	Topo	17,6	68,5	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PA3_0-1	Base	-19,1	-260,4	136,1	317,5	1,0	1,0	OK
	Topo	17,1	69,0	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PA4_0-1	Base	-21,4	-259,1	138,6	323,4	1,0	1,0	OK
	Topo	17,8	67,2	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PA5_0-1	Base	-43,2	-112,6	220,5	220,5	1,0	0,7	OK
	Topo	23,6	45,8	153,1	153,1	1,0	0,5	OK
PB1_0-1	Base	-87,9	-40,0	299,9	128,5	1,0	0,6	OK
	Topo	17,3	9,1	258,7	110,9	1,0	0,1	OK
PB2_0-1	Base	-30,0	-90,6	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	9,2	27,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB3_0-1	Base	-27,3	-93,2	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	8,9	32,3	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	-32,3	-92,5	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	10,6	31,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	-90,4	-49,5	332,2	142,4	1,0	0,6	OK
	Topo	23,3	28,0	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PC1_0-1	Base	-81,5	-40,4	279,3	119,7	1,0	0,6	OK
	Topo	30,0	9,1	258,7	110,9	1,0	0,2	OK
PC2_0-1	Base	-31,8	-91,4	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	12,8	27,3	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC3_0-1	Base	-28,2	-94,0	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	10,7	32,6	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	-33,2	-93,5	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	12,3	31,3	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	-91,2	-50,0	332,2	142,4	1,0	0,6	OK
	Topo	24,9	28,2	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PD1_0-1	Base	-27,5	-104,1	156,7	156,7	1,0	0,8	OK
	Topo	-0,5	23,4	153,1	153,1	1,0	0,2	OK
PD2_0-1	Base	-8,4	-266,3	132,3	308,7	1,0	0,9	OK
	Topo	-6,6	69,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD3_0-1	Base	-6,9	-266,2	123,5	288,1	1,0	1,0	OK
	Topo	-7,3	69,9	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD4_0-1	Base	-9,2	-265,8	133,6	311,6	1,0	0,9	OK
	Topo	-6,4	68,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD5_0-1	Base	-31,7	-115,8	205,9	205,9	1,0	0,7	OK
	Topo	0,7	46,7	153,1	153,1	1,0	0,3	OK

Tabela 15 – Verificação biaxial dos pilares na combinação +/- (1x+0,3y)

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	α	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^{\alpha} \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	27,5	-104,1	156,7	156,7	1,0	0,8	OK
	Topo	0,5	23,4	153,1	153,1	1,0	0,2	OK
PA2_0-1	Base	8,4	-266,3	131,0	305,8	1,0	0,9	OK
	Topo	6,6	69,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA3_0-1	Base	6,9	-266,2	133,6	311,6	1,0	0,9	OK
	Topo	7,3	69,9	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA4_0-1	Base	9,2	-265,8	133,6	311,6	1,0	0,9	OK
	Topo	6,4	68,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA5_0-1	Base	31,7	-115,8	205,9	205,9	1,0	0,7	OK
	Topo	-0,7	46,7	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PB1_0-1	Base	81,5	-40,4	276,4	118,4	1,0	0,6	OK
	Topo	-30,0	9,1	258,7	110,9	1,0	0,2	OK
PB2_0-1	Base	31,8	-91,4	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-12,8	27,3	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB3_0-1	Base	28,2	-94,0	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-10,7	32,6	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	33,2	-93,5	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-12,3	31,3	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	91,2	-50,0	332,2	142,4	1,0	0,6	OK
	Topo	-24,9	28,2	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PC1_0-1	Base	87,9	-40,0	305,8	131,0	1,0	0,6	OK
	Topo	-17,3	9,1	258,7	110,9	1,0	0,1	OK
PC2_0-1	Base	30,0	-90,6	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-9,2	27,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC3_0-1	Base	27,3	-93,2	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-8,9	32,3	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	32,3	-92,5	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-10,6	31,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	90,4	-49,5	332,2	142,4	1,0	0,6	OK
	Topo	-23,3	28,0	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PD1_0-1	Base	39,4	-101,1	173,1	173,1	1,0	0,8	OK
	Topo	-23,4	22,8	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PD2_0-1	Base	20,5	-259,7	137,3	320,5	1,0	1,0	OK
	Topo	-17,6	68,5	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PD3_0-1	Base	19,1	-260,4	123,5	288,1	1,0	1,0	OK
	Topo	-17,1	69,0	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PD4_0-1	Base	21,4	-259,1	138,6	323,4	1,0	1,0	OK
	Topo	-17,8	67,2	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PD5_0-1	Base	43,2	-112,6	175,0	175,0	1,0	0,9	OK
	Topo	-23,6	45,8	153,1	153,1	1,0	0,5	OK

Tabela 16 – Verificação biaxial dos pilares na combinação +/- (1x+0,3y)

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	α	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^{\alpha} \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	27,7	112,6	205,9	205,9	1,0	0,7	OK
	Topo	0,1	-45,9	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PA2_0-1	Base	8,4	259,1	132,3	308,7	1,0	0,9	OK
	Topo	6,6	-67,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA3_0-1	Base	6,9	260,3	133,6	311,6	1,0	0,9	OK
	Topo	7,3	-69,0	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA4_0-1	Base	9,2	259,6	132,3	308,7	1,0	0,9	OK
	Topo	6,4	-68,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA5_0-1	Base	31,5	100,9	156,7	156,7	1,0	0,8	OK
	Topo	-0,3	-22,5	153,1	153,1	1,0	0,1	OK
PB1_0-1	Base	81,6	46,8	311,6	133,6	1,0	0,6	OK
	Topo	-30,5	-22,9	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PB2_0-1	Base	31,8	95,3	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-12,8	-36,8	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB3_0-1	Base	28,2	93,0	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-10,7	-32,0	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	33,2	93,3	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-12,3	-32,8	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	91,0	37,3	299,9	128,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-24,5	-3,8	258,7	110,9	1,0	0,1	OK
PC1_0-1	Base	87,8	47,3	338,1	144,9	1,0	0,6	OK
	Topo	-16,8	-22,9	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PC2_0-1	Base	30,0	96,2	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-9,2	-36,9	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC3_0-1	Base	27,3	93,8	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-8,9	-32,2	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	32,3	94,2	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-10,6	-33,0	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	90,6	37,8	299,9	128,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-23,6	-3,9	258,7	110,9	1,0	0,1	OK
PD1_0-1	Base	39,2	115,6	220,5	220,5	1,0	0,7	OK
	Topo	-23,0	-46,5	153,1	153,1	1,0	0,5	OK
PD2_0-1	Base	20,5	265,7	138,6	323,4	1,0	1,0	OK
	Topo	-17,5	-68,3	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PD3_0-1	Base	19,1	266,1	123,5	288,1	1,0	1,0	OK
	Topo	-17,1	-69,9	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PD4_0-1	Base	21,4	266,3	137,3	320,5	1,0	1,0	OK
	Topo	-17,8	-69,6	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PD5_0-1	Base	43,4	104,1	173,1	173,1	1,0	0,9	OK
	Topo	-24,0	-23,4	153,1	153,1	1,0	0,3	OK

Tabela 17 – Verificação biaxial dos pilares na combinação -/+ (1x+0,3y)

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	α	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^{\alpha} \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	-39,2	115,6	220,5	220,5	1,0	0,7	OK
	Topo	23,0	-46,5	153,1	153,1	1,0	0,5	OK
PA2_0-1	Base	-20,5	265,7	137,3	320,5	1,0	1,0	OK
	Topo	17,5	-68,3	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PA3_0-1	Base	-19,1	266,1	137,3	320,5	1,0	1,0	OK
	Topo	17,1	-69,9	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PA4_0-1	Base	-21,4	266,3	137,3	320,5	1,0	1,0	OK
	Topo	17,8	-69,6	123,5	288,1	1,0	0,4	OK
PA5_0-1	Base	-43,4	104,1	173,1	173,1	1,0	0,9	OK
	Topo	24,0	-23,4	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PB1_0-1	Base	-87,8	47,3	335,2	143,6	1,0	0,6	OK
	Topo	16,8	-22,9	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PB2_0-1	Base	-30,0	96,2	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	9,2	-36,9	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB3_0-1	Base	-27,3	93,8	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	8,9	-32,2	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	-32,3	94,2	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	10,6	-33,0	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	-90,6	37,8	299,9	128,5	1,0	0,6	OK
	Topo	23,6	-3,9	258,7	110,9	1,0	0,1	OK
PC1_0-1	Base	-81,6	46,8	314,6	134,8	1,0	0,6	OK
	Topo	30,5	-22,9	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PC2_0-1	Base	-31,8	95,3	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	12,8	-36,8	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC3_0-1	Base	-28,2	93,0	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	10,7	-32,0	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	-33,2	93,3	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	12,3	-32,8	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	-91,0	37,3	299,9	128,5	1,0	0,6	OK
	Topo	24,5	-3,8	258,7	110,9	1,0	0,1	OK
PD1_0-1	Base	-27,7	112,6	205,9	205,9	1,0	0,7	OK
	Topo	-0,1	-45,9	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PD2_0-1	Base	-8,4	259,1	133,6	311,6	1,0	0,9	OK
	Topo	-6,6	-67,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD3_0-1	Base	-6,9	260,3	123,5	288,1	1,0	1,0	OK
	Topo	-7,3	-69,0	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD4_0-1	Base	-9,2	259,6	132,3	308,7	1,0	0,9	OK
	Topo	-6,4	-68,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD5_0-1	Base	-31,5	100,9	156,7	156,7	1,0	0,8	OK
	Topo	0,3	-22,5	153,1	153,1	1,0	0,1	OK

Tabela 18 – Verificação biaxial dos pilares na combinação –/– (1x+0,3y)

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	a	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^a \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	-117,3	-21,6	209,5	209,5	1,0	0,7	OK
	Topo	50,0	-2,1	153,0	153,0	1,0	0,3	OK
PA2_0-1	Base	-54,1	-68,1	141,1	329,2	1,0	0,6	OK
	Topo	30,3	19,5	123,4	288,1	1,0	0,3	OK
PA3_0-1	Base	-49,4	-69,3	142,3	332,2	1,0	0,6	OK
	Topo	28,4	19,2	123,4	288,	1,0	0,3	OK
PA4_0-1	Base	-57,0	-67,3	143,6	335,1	1,0	0,6	OK
	Topo	31,1	17,9	123,4	288,1	1,0	0,3	OK
PA5_0-1	Base	-130,6	-33,0	222,3	222,3	1,0	0,7	OK
	Topo	52,0	20,6	153,0	153,0	1,0	0,5	OK
PB1_0-1	Base	-285,5	-8,9	341,0	146,1	1,0	0,9	OK
	Topo	72,2	-2,1	258,7	110,8	1,0	0,3	OK
PB2_0-1	Base	-102,0	-24,1	200,4	200,4	1,0	0,6	OK
	Topo	34,7	4,5	200,4	200,4	1,0	0,2	OK
PB3_0-1	Base	-92,1	-26,8	200,4	200,4	1,0	0,6	OK
	Topo	31,8	9,5	200,4	200,4	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	-108,7	-26,0	200,4	200,4	1,0	0,7	OK
	Topo	37,3	8,3	200,4	200,4	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	-302,2	-18,3	323,4	138,6	1,0	1,1	KO
	Topo	79,5	16,6	258,7	110,8	1,0	0,5	OK
PC1_0-1	Base	-279,2	-10,4	264,6	113,4	1,0	1,1	KO
	Topo	85,3	-2,0	258,7	110,8	1,0	0,3	OK
PC2_0-1	Base	-103,8	-27,0	200,4	200,4	1,0	0,6	OK
	Topo	38,4	4,9	200,4	200,4	1,0	0,2	OK
PC3_0-1	Base	-93,0	-29,5	200,4	200,4	1,0	0,6	OK
	Topo	33,6	10,2	200,4	200,4	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	-109,6	-29,1	200,4	200,4	1,0	0,7	OK
	Topo	39,0	9,1	200,4	200,4	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	-302,9	-19,9	320,4	137,3	1,0	1,1	KO
	Topo	80,9	17,1	258,7	110,88	1,0	0,5	OK
PD1_0-1	Base	-105,5	-31,8	154,9	154,9	1,0	0,9	OK
	Topo	26,3	-0,2	153,0	153,0	1,0	0,2	OK
PD2_0-1	Base	-42,0	-90,1	127,2	296,9	1,0	0,6	OK
	Topo	6,1	22,5	123,4	288,1	1,0	0,1	OK
PD3_0-1	Base	-37,1	-88,7	123,4	288,1	1,0	0,6	OK
	Topo	4,0	22,3	123,4	288,1	1,0	0,1	OK
PD4_0-1	Base	-44,9	-89,7	127,2	296,9	1,0	0,7	OK
	Topo	6,8	21,8	123,4	288,1	1,0	0,1	OK
PD5_0-1	Base	-119,0	-43,6	171,3	171,3	1,0	0,9	OK
	Topo	28,8	23,4	153,0	153,0	1,0	0,3	OK

Tabela 19 – Verificação biaxial dos pilares na combinação +/- (0,3x+1y)

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	α	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^a + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^a \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	105,5	-31,8	154,9	154,9	1,0	0,9	OK
	Topo	-26,4	-0,2	153,1	153,1	1,0	0,2	OK
PA2_0-1	Base	42,1	-90,1	126,0	294,0	1,0	0,6	OK
	Topo	-6,1	22,6	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PA3_0-1	Base	37,2	-88,7	128,5	299,9	1,0	0,6	OK
	Topo	-4,0	22,4	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PA4_0-1	Base	45,0	-89,8	127,3	296,9	1,0	0,7	OK
	Topo	-6,9	21,9	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PA5_0-1	Base	119,0	-43,7	171,3	171,3	1,0	0,9	OK
	Topo	-28,9	23,5	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PB1_0-1	Base	279,2	-10,4	264,6	113,4	1,0	1,1	KO
	Topo	-85,3	-2,1	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PB2_0-1	Base	103,9	-27,1	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-38,4	5,0	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB3_0-1	Base	93,1	-29,5	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-33,6	10,2	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	109,6	-29,2	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	-39,1	9,2	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	302,9	-20,0	320,5	137,3	1,0	1,1	KO
	Topo	-80,9	17,2	258,7	110,9	1,0	0,5	OK
PC1_0-1	Base	285,5	-8,9	341,0	146,2	1,0	0,9	OK
	Topo	-72,3	-2,1	258,7	110,9	1,0	0,3	OK
PC2_0-1	Base	102,1	-24,2	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-34,8	4,6	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC3_0-1	Base	92,2	-26,8	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-31,8	9,5	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	108,8	-26,1	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	-37,3	8,4	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	302,3	-18,3	323,4	138,6	1,0	1,1	KO
	Topo	-79,6	16,7	258,7	110,9	1,0	0,5	OK
PD1_0-1	Base	117,4	-21,7	209,6	209,6	1,0	0,7	OK
	Topo	-50,0	-2,1	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PD2_0-1	Base	54,2	-68,1	142,4	332,2	1,0	0,6	OK
	Topo	-30,3	19,5	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD3_0-1	Base	49,4	-69,3	123,5	288,1	1,0	0,6	OK
	Topo	-28,5	19,3	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD4_0-1	Base	57,1	-67,4	143,6	335,2	1,0	0,6	OK
	Topo	-31,1	18,0	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD5_0-1	Base	130,6	-33,1	222,3	222,3	1,0	0,7	OK
	Topo	-52,0	20,6	153,1	153,1	1,0	0,5	OK

Tabela 20 – Verificação biaxial dos pilares na combinação +/- (0,3x+1y)

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	α	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^{\alpha} \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	105,6	33,2	171,3	171,3	1,0	0,8	OK
	Topo	-26,5	-21,0	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PA2_0-1	Base	42,1	67,5	127,3	296,9	1,0	0,6	OK
	Topo	-6,1	-18,5	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PA3_0-1	Base	37,2	69,2	128,5	299,9	1,0	0,5	OK
	Topo	-4,0	-19,3	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PA4_0-1	Base	45,0	67,8	127,3	296,9	1,0	0,6	OK
	Topo	-6,9	-19,2	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PA5_0-1	Base	119,0	21,4	156,7	156,7	1,0	0,9	OK
	Topo	-28,7	2,7	153,1	153,1	1,0	0,2	OK
PB1_0-1	Base	279,2	15,8	273,4	117,2	1,0	1,2	KO
	Topo	-85,5	-11,7	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PB2_0-1	Base	103,9	28,9	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	-38,4	-14,2	200,5	200,5	1,0	0,3	OK
PB3_0-1	Base	93,1	26,6	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-33,6	-9,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	109,6	26,9	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	-39,1	-10,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	302,9	6,2	308,7	132,3	1,0	1,0	OK
	Topo	-80,8	7,6	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PC1_0-1	Base	285,5	17,3	352,8	151,2	1,0	0,9	OK
	Topo	-72,1	-11,7	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PC2_0-1	Base	102,0	31,9	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	-34,8	-14,7	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC3_0-1	Base	92,2	29,3	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	-31,8	-9,8	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	108,8	30,0	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	-37,3	-10,9	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	302,3	7,8	311,6	133,6	1,0	1,0	OK
	Topo	-79,7	7,1	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PD1_0-1	Base	117,3	43,3	222,3	222,3	1,0	0,7	OK
	Topo	-49,9	-22,9	153,1	153,1	1,0	0,5	OK
PD2_0-1	Base	54,2	89,5	142,4	332,2	1,0	0,6	OK
	Topo	-30,3	-21,5	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD3_0-1	Base	49,4	88,6	123,5	288,1	1,0	0,7	OK
	Topo	-28,5	-22,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD4_0-1	Base	57,1	90,2	143,6	335,2	1,0	0,7	OK
	Topo	-31,1	-23,1	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PD5_0-1	Base	130,7	32,0	209,6	209,6	1,0	0,8	OK
	Topo	-52,2	-0,2	153,1	153,1	1,0	0,3	OK

Tabela 21 – Verificação biaxial dos pilares na combinação -/+ (0,3x+1y)

Identificação		M_{edx}	M_{edy}	M_{rdx}	M_{rdy}	α	$\left(\frac{M_{edx}}{M_{rdx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{edy}}{M_{rdy}}\right)^{\alpha} \leq 1$	OK/KO
PA1_0-1	Base	-117,3	43,3	222,3	222,3	1,0	0,7	OK
	Topo	49,9	-22,9	153,1	153,1	1,0	0,5	OK
PA2_0-1	Base	-54,2	89,5	142,4	332,2	1,0	0,6	OK
	Topo	30,3	-21,5	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA3_0-1	Base	-49,4	88,6	142,4	332,2	1,0	0,6	OK
	Topo	28,5	-22,4	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA4_0-1	Base	-57,1	90,2	140,4	327,5	1,0	0,7	OK
	Topo	31,1	-23,1	123,5	288,1	1,0	0,3	OK
PA5_0-1	Base	-130,7	32,0	209,6	209,6	1,0	0,8	OK
	Topo	52,2	-0,2	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PB1_0-1	Base	-285,5	17,3	352,8	151,2	1,0	0,9	OK
	Topo	72,1	-11,7	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PB2_0-1	Base	-102,0	31,9	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	34,8	-14,7	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB3_0-1	Base	-92,2	29,3	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	31,8	-9,8	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB4_0-1	Base	-108,8	30,0	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	37,3	-10,9	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PB5_0-1	Base	-302,3	7,8	311,6	133,6	1,0	1,0	OK
	Topo	79,7	7,1	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PC1_0-1	Base	-279,2	15,8	273,4	117,2	1,0	1,2	KO
	Topo	85,5	-11,7	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PC2_0-1	Base	-103,9	28,9	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	38,4	-14,2	200,5	200,5	1,0	0,3	OK
PC3_0-1	Base	-93,1	26,6	200,5	200,5	1,0	0,6	OK
	Topo	33,6	-9,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC4_0-1	Base	-109,6	26,9	200,5	200,5	1,0	0,7	OK
	Topo	39,1	-10,1	200,5	200,5	1,0	0,2	OK
PC5_0-1	Base	-302,9	6,2	308,7	132,3	1,0	1,0	OK
	Topo	80,8	7,6	258,7	110,9	1,0	0,4	OK
PD1_0-1	Base	-105,6	33,2	171,3	171,3	1,0	0,8	OK
	Topo	26,5	-21,0	153,1	153,1	1,0	0,3	OK
PD2_0-1	Base	-42,1	67,5	128,5	299,9	1,0	0,6	OK
	Topo	6,1	-18,5	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PD3_0-1	Base	-37,2	69,2	123,5	288,1	1,0	0,5	OK
	Topo	4,0	-19,3	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PD4_0-1	Base	-45,0	67,8	127,3	296,9	1,0	0,6	OK
	Topo	6,9	-19,2	123,5	288,1	1,0	0,1	OK
PD5_0-1	Base	-119,0	21,4	156,7	156,7	1,0	0,9	OK
	Topo	28,7	2,7	153,1	153,1	1,0	0,2	OK

Tabela 22 – Verificação biaxial dos pilares na combinação –/– (0,3x+1y)